

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКА НАЦІОНАЛЬНА АКАДЕМІЯ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА**

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання курсового проекту № 2,
практичних занять та самостійної роботи з дисципліни

**«ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ
КОНСТРУКЦІЙ»**

**РОЗДІЛ 3 «Розрахунок та проектування попередньо
напруженої залізобетонної підкранової балки»**

*(для студентів 4-5 курсів денної і заочної форм навчання та для слухачів
другої вищої освіти спеціальності 0921 (6.060101) «Будівництво»)*

Методичні вказівки до виконання курсового проекту № 2, практичних занять та самостійної роботи з дисципліни «ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕ-
ТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ». Розділ 3 «Розрахунок та проектування попе-
редньо напруженої залізобетонної балки» (для студентів 4-5 курсів денної і
заочної форм навчання та для слухачів другої вищої освіти спеціальності
0921 (6.060101) «Будівництво») / Харк. нац. акад. міськ. госп-ва; уклад.:
О. М. Шаповалов. – Х.: ХНАМГ, 2007. – 53 с.

Укладач: *О. М. Шаповалов*

Рецензент: доцент кафедри будівельних конструкцій ХНАМГ,
к.т.н. *Є. Г. Стоянов*

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій ХНАМГ,
протокол № 7 від 5 березня 2007 р.

З М І С Т

ВСТУП	4
1. ОСНОВНІ ТИПИ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПІДКРАНОВИХ БАЛОК, ЩО ВИКОРИСТОВУЮТЬСЯ ДЛЯ ОДНОПОВЕРХОВИХ ПРО- МИСЛОВИХ БУДІВЕЛЬ	5
2. ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ ПІДКРАНОВОЇ БАЛКИ ПРОЛЬОТОМ 12 м ПО І ГРУПІ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ	7
2.1. Визначення навантаження на підкранову балку і її статичний розрахунок	8
2.2. Попереднє визначення площі робочої арматури та призначен- ня конструктивної арматури і основних розмірів підкранової балки	10
2.3. Геометричні характеристики перерізу підкранової балки	12
2.4. Визначення втрат попереднього напруження	14
2.5. Перевірка несучої здатності підкранової балки по нормальним та похилим перерізам	20
3. РОЗРАХУНОК ПІДКРАНОВОЇ БАЛКИ ПО II ГРУПІ ГРАНИЧ- НИХ СТАНІВ	27
3.1. Визначення тріщиностійкості	27
3.2. Визначення прогинів	33
4. РОЗРАХУНОК ПІДКРАНОВОЇ БАЛКИ НА ВИТРИВАЛІСТЬ	36
5. ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНИЙ АНАЛІЗ ОТРИМАНИХ РЕЗУЛЬТА- ТІВ	40
СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	41
ДОДАТОК 1	42
ДОДАТОК 2	44
ДОДАТОК 3	46
ДОДАТОК 4	47
ДОДАТОК 5 ЗРАЗОК ПРОЕКТНОГО РІШЕННЯ ПІДКРАНОВОЇ БАЛКИ	48

ВСТУП

До складу другого курсового проекту з предмету «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для спеціальності ПЦБ входить розрахунок та проектування двох попередньо напружених елементів. Один з цих елементів включає ригель одноповерхової промислової будівлі (двоскатна балка, ферма, арка, плита покриття або інші елементи), другий – це підкранова попередньо напружена залізобетонна балка.

Підкранові балки в залізобетонних конструкціях відносяться до найбільш складних елементів як в розрахунковому плані, так і в конструктивному. Тому засвоєння студентами основних принципів розрахунку та проектування підкранових балок складає вагомую частину в загальній підготовці спеціаліста за фахом «Промислове та цивільне будівництво».

У цих методичних вказівках розглядаються найбільш уживані підкранові балки для одноповерхових промислових будівель з кроком колон 6 та 12 м. Для аналогів взяті типові підкранові балки, наведені в типових серіях КЭ-01-50 випуск 1, 3 (6 м), випуск 2, 4 (12 м) та 1.426.1-4, випуски 1, 2, 3.

Наведений приклад розрахунку попередньо напруженої залізобетонної балки прольотом 12 м враховує специфіку її роботи в складних умовах завантаження. Паралельно даються вказівки щодо особливостей розрахунку подібних балок прольотом 6 м.

Розрахунки наведені по двох групах граничних станів: по несучій здатності та придатності до нормальних умов експлуатації.

Враховані деякі зміни у використанні сучасної арматури згідно з положеннями ДСТУ 3760-98, додатково висвітлюються особливості розрахунку прогинів й тріщиностійкості з урахуванням доповнень до СНіП 2.01.03-84* та ДБН В.1.2-2: 2006 Навантаження та впливи.

Окрема увага приділяється розрахунку підкранових балок на витривалість в умовах циклічного завантаження.

Наводиться графічний матеріал з конструювання підкранової балки, а також довідковий та допоміжний матеріал у вигляді таблиць для полегшення розрахунку підкранових балок у різних умовах експлуатації.

Методичні вказівки можуть бути використані студентами 4 і 5 курсів денної і заочної форм навчання спеціальності ПЦБ при виконанні 2-го курсового проекту та в дипломному проектуванні, а також в науково-дослідній роботі студентів.

1. ОСНОВНІ ТИПИ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПІДКРАНОВИХ БАЛОК, ЩО ВИКОРИСТОВУЮТЬСЯ ДЛЯ ОДНОПОВЕРХОВИХ ПРОМИСЛОВИХ БУДІВЕЛЬ

Залізобетонні підкранові балки застосовуються для кранів з режимом роботи 2к-5к (легкий і середній) і тільки в деяких випадках для режимів 6к-7к (важкий). Проліт підкранових балок відповідає кроку колон і складає в загальному випадку 6 або 12 м.

Найбільш вигідною формою поперечного перерізу цих балок є таврова. Наявність у балок верхньої горизонтальної полиці полегшує умови роботи для влаштування підкранових рейок, догляду за ними і разом з тим надає перерізу більшої жорсткості в поперечному напрямку, зменшуючи поперечні деформації від гальмівних поперечних зусиль.

Висота перерізу підкранових балок h визначається розрахунком залежно від навантаження і складає $\frac{1}{8} \div \frac{1}{10}$ прольоту, товщина верхньої полиці $h'_f = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{8}\right)h$, ширина верхньої полиці $b'_f = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{20}\right)l$, найчастіше $b'_f = 500 \div 650$ мм, $h = 800 \div 1000$ мм для кроку колон 6 м і $1200 \div 1400$ мм для кроку колон 12 м.

Збірні підкранові балки прольотом 6 і 12 м звичайно виконують розрізними з монтажним з'єднанням на колонах. Балки виготовляють переважно постійного перерізу за типовими серіями КЭ-01-50 та 1.426.1-4, вип.1, 2, 3.

Розрахункова схема збірної залізобетонної підкранової балки становить собою розрізну однопрольотну балку з шарнірними опорами. Навантаження, що діють на підкранову балку, поділяються на:

- а) постійні – власна вага балки та підкранових рейок;
- б) тимчасові вертикальні від двох поруч розташованих кранів;
- в) тимчасова горизонтальна від поперечного гальмування візка, ця сила умовно прикладається в середині висоти полиці таврового перерізу.

Для розрахунку підкранових балок необхідно мати дані про вантажопідйомність крану Q , його прольот та режим роботи (2к-7к). Ці дані беруть з довідкових таблиць або з паспортних характеристик кранів. Можна використовувати також вихідні дані, отримані при статичному розрахунку рами (розділ 1 Методичних вказівок до виконання 2 курсового проекту з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції»). Визначають відстань між колесами кранів (базу кранів K), загальну ширину крану B , а також нормативне навантаження на колесо R_{\max} і R_{\min} , кількість коліс в крані, вагу візка $Q_{\text{виз}}$, вагу моста крану Q_m .

Нормативна горизонтальна поперечна гальмівна сила для кранів з гнучким підвісом

$$T_{\text{сер}} = 0,05(Q + Q_{\text{виз}}),$$

з жорстким підвісом

$$T_{\text{сер}} = 0,1(Q + Q_{\text{виз}}).$$

Особливість статичного розрахунку підкранових балок, як і інших елементів, що зазнають впливу пересувних зосереджених навантажень, полягає в тому, що необхідно будувати «огиначаючу» епюру моментів та поперечних сил. Визначення ординат огиначаючих епюр M та Q здійснюється за лініями впливу для перерізів, які йдуть з кроком $(0,1 \div 0,2)l$. Довідкові дані про зусилля M і Q наведені в табл.1 додатку 1.

Розрахунок на міцність, тріщиностійкість і деформативність виконується на розрахункове навантаження від двох зближених мостових кранів однакової вантажопідйомності, при цьому вводиться до розрахунку коефіцієнт сполучення $\varphi_s = 0,85$.

Розрахунок на витривалість виконується на розрахункове навантаження від одного мостового крану шляхом перемноження характеристичного навантаження на коефіцієнт сполучення $K_s = 0,6$.

Для підкранових балок використовується бетон класів В30, В40, В50, а для попередньо напруженої робочої арматури високоміцна дротова арматура класів В-ІІ, ВР-ІІ або канати К-7, К-19, у деяких випадках можна використовувати стержньову арматуру класів А550С, А600С; для поперечної арматури використовують стержньову арматуру класів А240С, А300С, А400С (гарячекатану).

2. ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ ПІДКРАНОВОЇ БАЛКИ ПРОЛЬОТОМ 12 м ПО І ГРУПІ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ

Як приклад для розрахунку розглянемо підкранову балку прольотом 12 м, розроблену в типовій серії КЭ-01-50, випуски 2, 4. Всі параметри цієї балки та конструктивні рішення наведені на рис.2.1. Для кроку колони 6 м можуть бути використані підкранові балки, розроблені в типовій серії 1.426.1-4, вип. 1, 2, 3 або КЭ-01-50, вип. 1, 3 і наведені на рис.2.2.

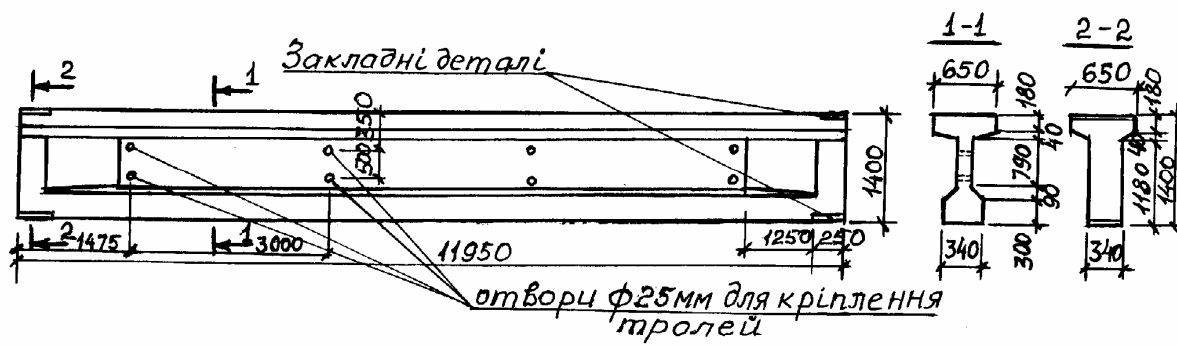


Рис.2.1. Опалубка підкранової балки прольотом 12 м

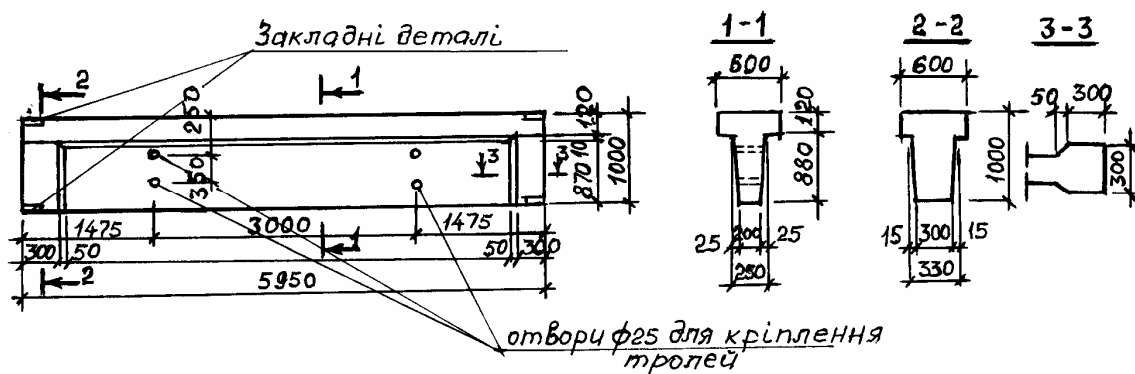


Рис.2.2. Опалубка підкранової балки прольотом 6 м

2.1. Визначення навантаження на підкранову балку і її статичний розрахунок

Розрахункова схема підкранової балки прольотом 12 м наведена на рис.2.3. Як приклад для розрахунку розглянемо кран вантажопідйомністю $Q=200/50$ кН. Запис у вигляді дробу означає, що в чисельнику показана максимальна вантажопідйомність крану (200 кН), а в знаменнику – вантажопідйомність малого гаку, тобто 50 кН. Згідно з довідковими даними, максимальний тиск на одне колесо для цього крану складає 220 кН (див. довідкові дані в методичних вказівках до виконання курсового проекту №2 «Статичний розрахунок поперечної рами»).

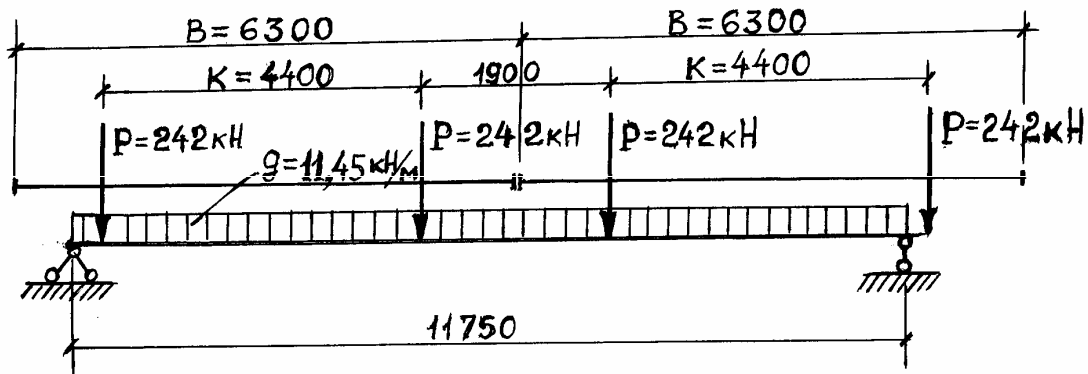


Рис.2.3. Розрахункова схема підкранової балки $L=12$ м

Оскільки на підкранову балку діє пересувне навантаження, то внутрішні зусилля M і Q слід визначати згідно з побудованою огинаючою епюрою M і Q (див. додаток, табл.1). Користуючись цими епюрами, зусилля можна знайти, використовуючи спрощені формули:

$$M = K_g g l_0^2 + n_s \cdot K_F \cdot K_1 \cdot P_{\max} \cdot l_0, \quad (1)$$

де $K_g = 0,125$; g – власна вага 1 м підкранової балки разом з підкрановою рейкою;

K_F і K_1 – табличні коефіцієнти залежно від вигляду крана (див. табл.2 додатку 1);

n_s – коефіцієнт сполучення (залежить від кількості кранів, що входять до розрахунку, для одного крану $n_s=1$, для двох – $n_s=0,8$);

P_{\max} – розрахункове зусилля, що діє на одне колесо крану (тобто характеристичне, помножене на коефіцієнт 1,1).

Для визначення поперечної сили Q використовуємо формулу

$$Q = 0,5gl_0 + K_0P_{\max}l_0, \quad (2)$$

де K_0 – коефіцієнт, що приймається за табл.2 додатку 1.

Розрахунковий прольот

$$l_0 = l - 250 \text{ (мм)}; \quad l_0 = 12500 - 250 = 11750 \text{ мм.}$$

Для середини прольоту $K_F=1$; K_1 визначається за табл.2.

Для наведеного прикладу база крану $K=4400$ мм; ширина крану $B=6300$ мм; $P_{\max}^n=220$ кН; $P_{\max} = 220 \cdot 1,1 = 242$ кН.

$$\alpha = \frac{K}{l_0} = \frac{4,4}{11,75} = 0,374, \quad \beta = \frac{B-K}{l_0} = \frac{6,3-4,4}{11,75} = 0,16;$$

$$K_1 \cong 0,5; \quad K_0 = 2,4.$$

Вага підкранової балки прольотом 12 м складає 115 кН;

$$g_{n.б.} = \frac{115 \cdot 1,1}{11,75} = 10,76 \text{ кН/м.}$$

Підкрановою рейкою для заданого крану може бути прийнята рейка КР-70, її вага 0,527 кН/п.м. З урахуванням коефіцієнта надійності $\gamma_f = 1,1$ і ваги кріплення 0,10 кН/п.м загальна вага рейкового обладнання $g_{n.p.} = (0,527 + 0,1)1,1 = 0,6897$ кН/м.

Розрахункове навантаження від підкранової балки

$$g = g_{n.б.} + g_{n.p.} = 10,76 + 0,69 = 11,45 \text{ кН/п.м.}$$

Для підкранової балки прольотом 6 м можна прийняти вагу 42 кН; величина навантаження на 1 пог. метр з урахуванням ваги підкранової рейки КР-70 та її кріплення:

$$g = g_{n.б.} + g_{n.p.} = 42 : 5,75 + 0,69 = 7,994 \cong 8 \text{ кН/п.м.}$$

Коефіцієнти α і β , K_1 і K_0 приймаються за табл.2 додатку з коригуванням їх значення для прольоту $l_0 = 5,75$ м.

$$\text{Для крана } Q = 200/50 \quad \alpha = \frac{4,4}{5,75} = 0,765, \quad \beta = \frac{6,3 - 4,4}{5,75} = 0,33;$$

$$K_1 = 0,35; \quad K_0 = 1,68.$$

Визначимо тепер значення внутрішніх зусиль M і Q для підкранової балки прольотом 12 м, користуючись формулами (1) і (2).

Характеристичні значення зусиль:

$$M_{ser} = 0,125(9,79 + 0,527 + 0,1)11,75^2 + 0,85 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 220 \cdot 11,75 = \\ = 179,77 + 1098,62 = 1278,39 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{ser} = 0,5(9,79 + 0,527 + 0,1)11,75^2 + 2,4 \cdot 220 = 61,20 + 528 = 589,2 \text{ кН}.$$

Розрахункові значення зусиль:

$$M = 0,125 \cdot 11,45 \cdot 11,75^2 + 0,85 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 242 \cdot 11,75 = 197,60 + 1208,488 = \\ = 1406,0875 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = 0,5 \cdot 11,45 \cdot 11,75 + 2,4 \cdot 242 = 648,1 \text{ кН}.$$

Статичний розрахунок може виконуватись також за спрощеною схемою шляхом завантаження однопрольотної балки тільки її вагою та двома кранами посередині балки [6].

2.2. Попереднє визначення площі робочої арматури та призначення конструктивної арматури і основних розмірів підкранової балки

Більшість підкранових балок незалежно від їхнього прольоту армується попередньо напруженою арматурою. Цією арматурою може бути канатна арматура класів К-7 і К-19, а також дротова арматура В-II або Вр-II. Крім того, для балок прольотом 6 м може використовуватися стержньова арматура класів А550С, А600С, А800С за ДСТУ 3760-98.

У прикладі розрахунку, що розглядається, в якості попередньо напруженої арматури використовуються канати К-7 діаметром 15 мм, площа одного канату складає $1,416 \text{ см}^2$, $R_s = 1080 \text{ МПа}$ [3].

Робоча висота h_0 може бути прийнята: $h_0 = 1400 - 150 = 1250 \text{ мм}$; розташування центра ваги робочої арматури приймається посередині ниж-

ньої полиці, тому $a = 150$ мм (рис.2.4); для балок прольотом 6 м величина a може бути прийнята 100 мм.

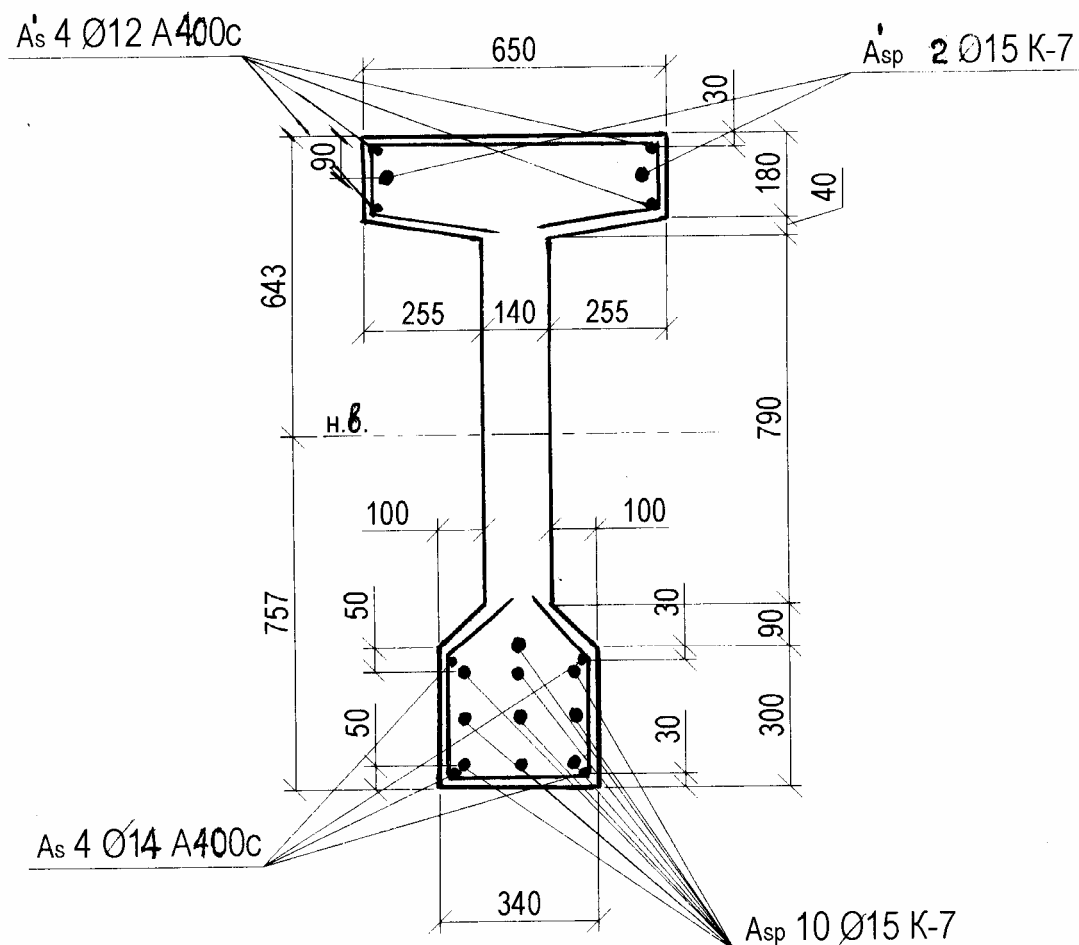


Рис.2.4. Переріз підкранової балки та її армування

В попередньому розрахунку площа робочої нижньої арматури визначається за формулою

$$A_s = \frac{M}{R_s (h_0 - h'_f / 2)}; \quad (3)$$

$$A_s = 1406,1 \cdot 100 / 108(125 - 18 / 2) = 11,22 \text{ см}^2.$$

Виходячи з умов тріщиностійкості та деформативності, отриману площу арматури збільшують на 20-30%; в прикладі 25%.

$$A_{sp} = 11,22 + 0,25 \cdot 11,22 = 14,025 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 10Ø15 K-7 – $A_{sp} = 10 \cdot 1,416 = 14,16 \text{ см}^2 > 14,025 \text{ см}^2$.

Верхня арматура, що розташовується в зв'язках верхньої полиці, приймається в кількості 20% від нижньої арматури:
 $A'_{sp} = 0,2A_{sp} = 0,2 \cdot 14,16 = 2,83 \text{ см}^2$.

Приймаємо 2Ø15 К-7 $A'_{sp} = 2,83 \text{ см}^2$.

Конструктивна ненапружена арматура, що встановлюється для захисту попередньо напруженої арматури та покращення умов її експлуатації, може бути прийнята:

для нижньої полиці 4Ø14 (по контуру) А400С $A_s = 6,16 \text{ см}^2$;

для верхньої полиці 4Ø12 (по 2 на кожний зв'яз) А400С $A'_s = 4,52 \text{ см}^2$.

Захисний шар бетону для попередньо напруженої арматури повинен складати не менше $2d$ і не менше 40 мм. В прикладі він дорівнює 42 мм; для ненапруженої арматури захисний шар дорівнює 23 мм. Відстані від центру арматурних елементів до нижньої грані складають 50 і 30 мм відповідно.

Якщо прийняти дротову арматуру класу ВР-ІІ діаметром 5 або 6, або 8 мм, то її кількість і розташування в перерізі визначаються аналогічно канатній.

2.3. Геометричні характеристики перерізу підкранової балки

До основних геометричних характеристик перерізу, що будуть враховуватись в наступних розрахунках, відносяться:

приведена площа перерізу $A_{red} = A_g + \alpha_p A_{sp} + \alpha_s A_s$;

приведений статичний момент $S_{red} = S_g + S_s + S_{sp}$;

приведений момент інерції $I_{red} = I_g + \alpha_p I_{sp} + \alpha_s I_s$;

положення центру ваги перерізу $y_{ц.в.} = \frac{S_{red}}{A_{red}}$;

приведений момент опору нижньої зони перерізу $W_{red}^n = \frac{I_{red}}{y_{ц.в.}}$;

приведений момент опору верхньої зони перерізу $W_{red}^e = \frac{I_{red}}{h - y_{ц.в.}}$.

Для визначення цих характеристик треба задатись основними міцнісними та деформативними параметрами матеріалів підкранової балки.

Бетон балки класу В40 ($R_g = 22$ МПа, $R_{gt} = 1,4$ МПа, $E_g = 36 \cdot 10^3$ МПа).

Арматура класу К-7 ($R_s = 1080$ МПа, R_{sc} не визначається, $E_{sp} = 18 \cdot 10^4$ МПа).

Арматура класу А400С ($R_s = 375$ МПа, $R_{sc} = 375$ МПа, $E_{sp} = 20 \cdot 10^4$ МПа).

Використовуючи рис.2.4, визначимо всі геометричні характеристики перерізу. Для спрощення розрахунків складний переріз розбиваємо на прості фігури (прямокутники, трикутники) і виконуємо відповідні обчислення:

$$\alpha_p = \frac{E_{sp}}{E_g} = \frac{18 \cdot 10^4}{36 \cdot 10^3} = 5; \quad \alpha_s = \frac{E_s}{E_g} = \frac{20 \cdot 10^4}{36 \cdot 10^3} = 5,55;$$

$$A_{red} = 65 \cdot 18 + 14 \cdot 92 + 30 \cdot 34 + 4 \cdot 25,5 + 10 \cdot 9 + 5(14,16 + 2,83) + 5,55(6,16 + 4,52) = 3814,2 \text{ см}^2.$$

При значенні відношення площі арматури до площі бетону менше 0,8% її можна в розрахунках не враховувати.

Загальна площа поздовжньої арматури $14,16 + 2,83 + 6,16 + 4,52 = 27,67 \text{ см}^2$.

Допустима площа $0,008 \cdot 3670 = 29,36 \text{ см}^2$. Тобто в нашому випадку площу арматури в приведених характеристиках можна було б не враховувати, але для загального випадку в приведеному прикладі вона враховується.

$$S_{red} = 65 \cdot 18 \cdot 131 + 14 \cdot 92 \cdot 76 + 30 \cdot 34 \cdot 15 + 4 \cdot 25,5 \cdot 120 + 9 \cdot 10 \cdot 34,5 + 5 \cdot 14,16 \cdot 15 + 5 \cdot 2,83 \cdot 131 + 5,55 \cdot 6,16 \cdot 15 + 5,55 \cdot 4,52 \cdot 131 = 288517 \text{ см}^3.$$

$$y_{у.с.} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{288517}{3814,2} = 75,64 \text{ см} \approx 757 \text{ мм}.$$

$$h - y_{у.с.} = 1400 - 757 = 643 \text{ мм}.$$

$$I_{red} = \frac{65 \cdot 18^3}{12} + 65 \cdot 18 \cdot 53,3^2 + \frac{14 \cdot 92^3}{12} + 14 \cdot 92 \cdot 0,3^2 + \frac{34 \cdot 30^3}{12} +$$

$$\begin{aligned}
& + 34 \cdot 30 \cdot 60,7^2 + \frac{25,5 \cdot 4^3}{12} + 25,5 \cdot 4 \cdot 44,3^2 + \frac{10 \cdot 9^3}{12} + 10 \cdot 9 \cdot 41,2^2 + \\
& + 5 \cdot 14,16 \cdot 60,7^2 + 5 \cdot 2,83 \cdot 55,3^2 + 5,55 \cdot 6,16 \cdot 60,7^2 + 5,55 \cdot 4,52 \cdot 55,3^2 = \\
& = 9213321,8 \text{ см}^4 = 9,21 \cdot 10^6 \text{ см}^4.
\end{aligned}$$

Моменти опору визначаються:

$$\begin{aligned}
W_{red}^H &= \frac{I_{red}}{y_{ц.в.}}; \quad W_{red}^H = \frac{9,21 \cdot 10^6}{75,7} = 1,216 \cdot 10^5 \text{ см}^3; \\
W_{red}^6 &= \frac{I_{red}}{h - y_{ц.в.}}; \quad W_{red}^6 = \frac{9,21 \cdot 10^6}{64,3} = 1,432 \cdot 10^5 \text{ см}^3.
\end{aligned}$$

Інші геометричні характеристики такі, як відстань до ядрової точки r_j та ексцентриситети прикладання зусилля попереднього напруження, будуть визначатись в наступних розрахунках.

2.4. Визначення втрат попереднього напруження

Втрати попереднього напруження в арматурі можуть бути першими та другими. Перші втрати враховують їхній короткочасний прояв, а другі – тривалий.

До перших відносяться:

- втрати від релаксації арматури – σ_1 ;
- втрати від температурного перепаду – σ_2 ;
- втрати від обтиснення анкерів та шайб – σ_3 ;
- втрати від тертя арматури об стінки каналів та на згинаючих пристроях – σ_4 ;
- втрати від деформацій опалубочних форм – σ_5 ;
- втрати від швидконатікаючої повзучості – σ_6 .

Прояв цих втрат суттєво залежить від способу натягу попередньо напруженої арматури. Таких основних способів може бути два: 1) натяг на упори; 2) натяг на бетон.

В нашому прикладі спосіб натягу прийнятий – на упори.

Рівень напруження визначається в залежності від типу арматури та способу її натягу.

Для канатної арматури $\sigma_{sp} + \Delta\sigma_{sp} \leq R_s^{ser}$; $\Delta\sigma_{sp} = 0,05\sigma_{sp}$;
 $R_s^{ser} = 1295$ МПа (у відповідності до СНиП 2.03.01-84*) [3].

$$\sigma_{sp} = \frac{R_s^{ser}}{1 + 0,05}; \quad \sigma_{sp} = \frac{1295}{1,05} = 1233,3 \text{ МПа} \approx 1233 \text{ МПа.}$$

У відповідності до нормативних формул [3] значення втрат попереднього напруження в арматурі визначаються:

$$\sigma_1 = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_s^{ser}} - 0,1 \right) \sigma_{sp} = \left(0,22 \frac{1233}{1295} - 0,1 \right) 1233 = 134,97 \text{ МПа} \approx 135 \text{ МПа};$$

$\sigma_2 = 1,25\Delta t$, Δt – температурний перепад: при невідомості конкретних значень $\Delta t = 65$ °С.

$$\sigma_2 = 1,25 \cdot 65 = 81,3 \approx 82 \text{ МПа};$$

$$\sigma_3 = \frac{1,25 + 0,15d}{l_{n.б.} + 500} E_s; \quad \sigma_3 = \frac{1,25 + 0,15 \cdot 15}{12000 + 500} \times 18 \cdot 10^4 = 50,4 \text{ МПа} \approx 51 \text{ МПа};$$

σ_4 – втрати від тертя арматури об стінки каналів відсутні, тому що натяг арматури виконується на упори; $\sigma_4 = 0$;

σ_5 – залежить від кількості груп канатів n , що натягуються одночасно, та від матеріалу опалубочної форми.

$$\sigma_5 = \frac{n-1}{2n} \frac{\Delta l}{l} E_s, \quad \Delta l \text{ – зближення упорів по вісі натягування.}$$

При відсутності даних про форму $\sigma_5 = 30$ МПа.

Втрати, підраховані для нижньої попередньо напруженої арматури, будуть таким ж і для верхньої арматури.

Тобто $\sigma_1 = \sigma'_1 = 135$ МПа; $\sigma_2 = \sigma'_2 = 82$ МПа; $\sigma_3 = \sigma'_3 = 51$ МПа; $\sigma'_4 = 0$;
 $\sigma_5 = \sigma'_5 = 30$ МПа.

Для обчислення втрат від швидконатікаючої повзучості необхідно визначити зусилля попереднього обтиснення P_0 , потім знайти ексцентри-

ситет його прикладання e_{op} і, нарешті, визначити напруження в бетоні на рівні центру ваги нижньої та верхньої напружених арматур.

$$P_{01} = \sigma_{sp1} A_{sp} + \sigma'_{sp1} A'_{sp},$$

σ_{sp1} та σ'_{sp1} – напруження в арматурі з урахуванням втрат $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4$ та σ_5 .

$$\sigma_{sp1} = \sigma'_{sp1} = 1233 - 135 - 82 - 51 - 30 = 935 \text{ МПа (93,5 кН/см}^2\text{)};$$

$$e_{op1} = \frac{\sigma_{sp1} A_{sp} y_{sp} - \sigma'_{sp1} A'_{sp} y'_{sp}}{P_{01}};$$

$$y_{sp} = 757 - 150 = 607 \text{ мм} = 60,7 \text{ см}; \quad y'_{sp} = 643 - 90 = 553 \text{ мм} = 55,3 \text{ см};$$

$$P_{01} = 93,5 \cdot 14,16 + 93,5 \cdot 2,83 = 1323,96 + 264,6 = 1588,6 \text{ кН.}$$

$$e_{op1} = \frac{93,5 \cdot 14,16 \cdot 60,7 - 93,5 \cdot 2,83 \cdot 55,3}{1588,6} = 41,38 \text{ см.}$$

Напруження в бетоні визначаються як для позацентрово стиснутого елемента за формулами опору матеріалів:

$$\sigma_{ep} = \frac{P_0}{A_{red}} \pm \frac{P_0 e_{op} y_{spi}}{I_{red}}.$$

Для нижньої зони:

$$\begin{aligned} \sigma_{ep} &= \frac{P_{01}}{A_{red}} + \frac{P_{01} e_{op1} y_{sp}}{I_{red}} = \frac{1588,6}{3814,2} + \frac{1588,6 \cdot 41,38 \cdot 60,7}{9,21 \cdot 10^6} = \\ &= 0,416 + 0,433 = 0,849 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Для верхньої зони:

$$\begin{aligned} \sigma'_{ep} &= \frac{P_{01}}{A_{red}} - \frac{P_{01} e_{op1} y'_{sp}}{I_{red}} = \frac{1588,6}{3814,2} - \frac{1588,6 \cdot 41,38 \cdot 55,3}{9,21 \cdot 10^6} = \\ &= 0,416 - 0,395 = 0,021 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Для величини σ'_{ep} може бути від'ємне значення, це свідчить про те, що у верхній зоні немає стиску, а є розтяг, а в цьому разі вплив повзучості для верхньої зони не враховується ($\sigma'_{ep} = 0$).

Втрати від швидконатікаючої повзучості визначасмо за формулами:

$$\sigma_6 = 40\delta \frac{\sigma_{ep}}{R_{ep}} \text{ при } \frac{\sigma_{ep}}{R_{ep}} \leq \alpha; \quad \alpha = 0,25 + 0,025R_{ep};$$

$$\sigma_6 = 40\alpha + 90\beta\left(\frac{\sigma_{ep}}{R_{ep}} - \alpha\right) \text{ при } \frac{\sigma_{ep}}{R_{ep}} > \alpha; \quad \delta = 0,85 \text{ при тепловологістній обробці бетону.}$$

R_{ep} – передавана міцність бетону; $R_{ep} = (0,7 \div 0,9)R$; $R = 40$ МПа.

$$R_{ep} = 0,9 \cdot 40 = 36 \text{ МПа.}$$

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot 36 = 1,15; \quad \frac{\sigma_{ep}}{R_{ep}} = \frac{0,849 \cdot 10}{36} = 0,2358 < 1,15, \text{ але } \alpha \leq 0,8,$$

тобто втрати σ_6 визначаються за першою формулою.

$$\sigma_6 = 40 \cdot 0,85 \frac{8,49}{36} = 8,018 \text{ МПа} \approx 8 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_6' = 40 \cdot 0,85 \frac{0,21}{36} = 0,1983 \text{ МПа} \approx 0,20 \text{ МПа.}$$

Якщо втрати σ_6 визначаються за другою формулою ($\frac{\sigma_{ep}}{R_{ep}} > \alpha$), то

для класу бетону В30 і вище $\alpha = 0,75$; $\beta = 1,2$;

для класу бетону В25 $\alpha = 0,7$; $\beta = 1,35$.

Повні перші втрати у верхній та нижній зонах складаються:

$$\sigma_{los1} = 135 + 82 + 51 + 30 + 8 = 306 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_{los}' = 135 + 82 + 51 + 30 + 0,20 = 298,2 \text{ МПа.}$$

Другі втрати

Другі втрати напружень залежать від тривалої дії часу та реологічних властивостей бетону.

До цих втрат відносяться:

- втрати від релаксації напружень в арматурі при натязі її на бетон ($\sigma_7 = \sigma_1$);
- втрати від усадки бетону – σ_8 ;

- втрати від повзучості бетону (повної) – σ_9 .

Інші втрати (σ_{10} – від зминання бетону під витками проволочки, σ_{11} – втрати від обтиснення стиків між блоками) у нашому випадку не враховуються.

Втрати від усадки бетону залежать від його класу, умов обробки та способу натягу арматури. Для важкого бетону класу В40 при натязі арматури на упори при тепловологістній обробці

$$\sigma_8 = \sigma'_8 = 40 \text{ МПа}$$

(для класу бетону В35 і нижче $\sigma_8 = 35$ МПа).

Для визначення втрат від повзучості бетону треба обчислити напруження в арматурі (σ'_{sp_2} та σ_{sp_2}) з урахуванням повних перших втрат.

$$\sigma_{sp_2} = 1233 - 306 = 927 \text{ МПа}; \quad \sigma'_{sp_2} = 1233 - 298,2 \approx 935 \text{ МПа}.$$

Значення зусилля попереднього обтиснення бетону P_{02} та e_{02} :

$$P_{02} = \sigma_{sp_2} A_{sp} + \sigma'_{sp_2} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s; \quad \sigma_s = \sigma_6; \quad \sigma'_s = \sigma'_6.$$

$$P_{02} = 927 \cdot 10^{-1} \cdot 14,16 + 935 \cdot 10^{-1} \cdot 2,83 - 8,0 \cdot 10^{-1} \cdot 6,16 - 0,2 \cdot 10^{-1} \cdot 4,52 = 1572 \text{ кН}.$$

$$e_{02} = \frac{\sigma_{sp_2} A_{sp} y_{sp} + \sigma'_{sp_2} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma'_s A'_s y'_s + \sigma_s A_s y_s}{P_{02}}.$$

$$y_s = y_{ц.с.} - 150 = 757 - 150 = 607 \text{ мм}; \quad y'_s = 643 - 90 = 553 \text{ мм}.$$

$$e_{02} = \frac{92,7 \cdot 14,16 \cdot 60,7 + 0,02 \cdot 4,52 \cdot 55,3 - 93,5 \cdot 2,83 \cdot 55,3 - 0,8 \cdot 6,16 \cdot 60,7}{1572} = 41,18 \text{ см}.$$

Значення σ_9 обчислюється залежно від відношення $\frac{\sigma_{ep}}{R_{ep}}$:

$$\text{якщо } \frac{\sigma_{ep}}{R_{ep}} \leq 0,75, \text{ тоді } \sigma_9 = 150 \cdot \alpha \frac{\sigma_{ep}}{R_{ep}};$$

$$\text{якщо } \frac{\sigma_{ep}}{R_{ep}} > 0,75, \text{ тоді } \sigma_9 = 300 \cdot \alpha \left(\frac{\sigma_{ep}}{R_{ep}} - 0,375 \right);$$

$\alpha = 0,85$ при тепловологістній обробці бетону.

Визначимо величини σ_{ep} і σ'_{ep} при новому значенні $P_{02} = 1572$ кН.

$$\sigma_{ep} = \frac{P_{02}}{A_{red}} \pm \frac{P_{02} e_{02} y_{s1}}{I_{red}}.$$

$$\sigma_{ep} = \frac{1572}{3814,2} + \frac{1572 \cdot 41,18 \cdot 60,7}{9,21 \cdot 10^6} = 0,412 + 0,426 = 0,838 \text{ кН/см}^2 = 8,38 \text{ МПа};$$

$$\sigma'_{ep} = \frac{1572}{3814,2} - \frac{1572 \cdot 41,18 \cdot 55,3}{9,21 \cdot 10^6} = 0,412 - 0,389 = 0,023 \text{ кН/см}^2 = 0,23 \text{ МПа}.$$

$$\frac{\sigma_{ep}}{R_{ep}} = \frac{8,38}{36} = 0,233 < 0,75, \text{ тобто обчислюємо } \sigma_9 \text{ за першою формулою}$$

$$\sigma_9 = 150 \cdot 0,85 \frac{8,38}{36} = 29,68 \text{ МПа}; \quad \sigma'_9 = 150 \cdot 0,85 \frac{0,23}{36} = 0,815 \text{ МПа}.$$

Якщо при розрахунках виявиться, що σ'_9 має від'ємне значення, тоді вплив повзучості на втрати в стиснутій верхній зоні підкранової балки не враховується, $\sigma_{ep} = 0$; $\sigma'_9 = 0$.

$$\text{Повні другі втрати } \sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 40 + 29,68 = 69,68 \text{ МПа};$$

$$\sigma'_{los2} = \sigma'_8 + \sigma'_9 = 40 + 0,815 = 40,82 \text{ МПа}.$$

Для послідовних розрахунків (тріщиностійкість, деформативність) необхідно знати значення P_{03} і e_{03} з урахуванням повних втрат.

$$\sigma_{sp3} = 1233 - 376 = 857 \text{ МПа}; \quad \sigma'_{sp3} = 1233 - 339 = 894 \text{ МПа};$$

$$\sigma_s = \sigma_8 + \sigma_9 = 69,68 \approx 70 \text{ МПа}; \quad \sigma'_s = \sigma'_8 + \sigma'_9 = 40,828 \approx 41 \text{ МПа}.$$

$$P_{03} = 857 \cdot 10^{-1} \cdot 14,16 + 894 \cdot 10^{-1} \cdot 2,83 - 70 \cdot 10^{-1} \cdot 6,16 - 41 \cdot 10^{-1} \cdot 4,52 = 1404,86 \approx 1405 \text{ кН}.$$

$$e_{03} = \frac{85,7 \cdot 14,16 \cdot 60,7 + 4,1 \cdot 4,52 \cdot 55,3 - 89,4 \cdot 2,83 \cdot 55,3 - 7,0 \cdot 6,16 \cdot 60,7}{1405} = 41,33 \text{ см}.$$

Напруження в верхній і нижній зонах бетону:

$$\sigma_{ep} = \frac{P_{03}}{A_{red}} + \frac{P_{03}e_{03}y_{sp}}{I_{red}} = \frac{1405}{3814,2} + \frac{1405 \cdot 41,33 \cdot 60,7}{9,21 \cdot 10^6} =$$

$$= 0,368 + 0,383 = 0,750 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{ep}' = \frac{P_{03}}{A_{red}} - \frac{P_{03}e_{03}y_{sp}'}{I_{red}} = \frac{1405}{3814,2} - \frac{1405 \cdot 41,33 \cdot 55,3}{9,21 \cdot 10^6} =$$

$$= 0,368 - 0,338 = 0,02 \text{ кН/см}^2.$$

2.5. Перевірка несучої здатності підкранової балки по нормальним та похилим перерізам

Оскільки переріз підкранової балки має двотаврову форму, то перевірка її несучої здатності повинна виконуватися як для таврової форми. Спосіб розрахунку залежить від того, де знаходиться нейтральна вісь перерізу. Визначимо несучу здатність полки:

$$M_f' = \gamma_{e2} R_e b_f' h_f' (h_0 - 0,5 h_f'), \quad (4)$$

$$\gamma_{e2} = 1; \quad R_e = 22 \text{ МПа} = 2,2 \text{ кН/см}^2; \quad b_f' = 650 \text{ мм}; \quad h_f' = 200 \text{ мм}; \quad h_0 = 1250 \text{ мм}.$$

$$M_f' = 1 \cdot 22 \cdot 0,1 \cdot 65 \cdot 20(125 - 0,5 \cdot 20) = 328900 \text{ кН} \cdot \text{см} = 3289 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Зовнішній момент складає 1406,1 кН·м. Виходячи з того, що момент полиці $M_f' = 3289 \text{ кН} \cdot \text{м}$ більший за момент від зовнішніх навантажень $M = 1406,1$, нейтральна вісь проходить в полиці. Тоді розрахунок таврового перерізу зводиться до розрахунку прямокутного завширшки $b_f' = 650 \text{ мм}$.

Характеристика стиснутої зони бетону $\omega = 0,85 - 0,008 R_e$; бетон важкий.

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 22 = 0,85 - 0,176 = 0,674.$$

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}. \quad (5)$$

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - \gamma_{sp} \sigma_{sp3}; \quad \gamma_{sp} = 0,95 \text{ (для розтягнутої арматури);}$$

$\gamma_{sp} = 1,05$ (для стиснутої).

$$\sigma_{sR} = 1080 + 400 - 0,95 \cdot 857 = 665,85 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sc,u} = 400 \text{ МПа } (\gamma_{e2} = 1);$$

$$\sigma_{sc} = \sigma_{sc,u} - \gamma_{sp} \sigma'_{sp3} = 400 - 1,05 \cdot 894 = -538,7 \text{ МПа}.$$

$$\xi_R = \frac{0,674}{1 + \frac{865,85}{400} \left(1 - \frac{0,674}{1,1} \right)} = \frac{0,674}{1 + 0,645} = 0,410.$$

Враховуючи в поперечному перерізі балки тільки попередньо напружену арматуру A_{sp} та A'_{sp} і нехтуючи роботою арматури A_s та A'_s , можна використати рівняння:

$$\xi = \frac{R_s A_{sp} - \sigma_{sc} A'_{sp}}{R_e \cdot b \cdot h_0}; \quad \xi = \frac{108,0 \cdot 14,16 + 53,87 \cdot 28,3}{2,2 \cdot 65 \cdot 125} = 0,094.$$

Величина стиснутої зони бетону $x = \xi h_0 = 0,094 \cdot 125 = 11,76$ см. Загальна висота верхньої полиці балки ≈ 20 см, тобто $x = 11,76$ см < 20 см, і нейтральна вісь проходить в полиці, що й було закладено у вихідних умовах розрахунку.

Умова $\xi \leq \xi_R$ також задовольняється ($0,094 < 0,410$).

Несуча здатність згинаного елемента може бути визначена за формулою [1]

$$M_u = \alpha_m R_e \cdot b h_0^2 + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_{sp}); \quad (6)$$

$$\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi) = 0,094(1 - 0,5 \cdot 0,094) = 0,0896.$$

$$M_u = 0,0896 \cdot 2,2 \cdot 65 \cdot 125^2 - 53,87 \cdot 2,83(125 - 4,5) = 200200 - 18370,5 = 181829,5 \text{ кН}\cdot\text{см} = 1818,3 \text{ кН}\cdot\text{м} > 1406,1 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

тобто міцність нормального перерізу за згинаючим моментом забезпечена.

Перевіряємо міцність верхньої полиці на дію горизонтальних гальмівних зусиль (рис.2.5). Вага візка $Q_{виз} = 85$ кН.

Величина гальмівного зусилля

$$H_{ser} = \frac{Q + Q_{виз}}{40} = \frac{200 + 85}{40} = 7,125 \text{ кН}.$$

$$H = 7,125 \cdot 1,1 = 7,84 \text{ кН.}$$

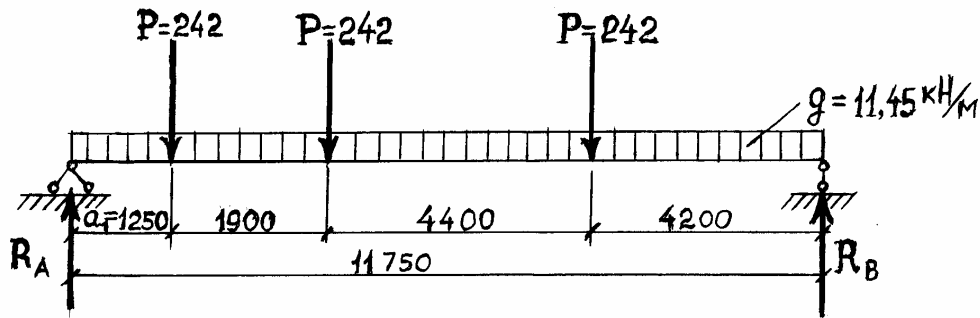


Рис.2.5

Максимальний розрахунковий згинальний момент від горизонтального поперечного гальмування в середині прольоту балки [2]:

$$M_H = n_s \cdot K_F \cdot K_1 \cdot H \cdot l_0 = 0,85 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 7,84 \cdot 11,75 = 39,15 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Розрахунок верхньої полиці виконується за умови, що її армування складається тільки з попередньо напруженої арматури:

$$A_{sp} = A'_{sp} = 1,416 \text{ см}^2.$$

Висота стиснутої зони полиці (\$e = h'_f = 18 \text{ см}\$), \$\sigma_{sc} = -538,3 \text{ МПа} = -53,83 \text{ кН/см}^2\$.

$$x = \frac{R_s A_{sp} - \sigma_{sc} A'_{sp}}{R_e \cdot e} = \frac{108,0 \cdot 1,416 + 53,83 \cdot 1,416}{2,2 \cdot 18} = 5,78 \text{ см.}$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{5,78}{58} = 0,0997 < \xi_R = 0,410; \quad h_0 = 650 - 70 = 580 \text{ мм.}$$

Міцність перерізу по моменту перевіряємо за формулою

$$M_u = R_e \cdot e \cdot x (h_0 - 0,5x) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_{sp}) = 2,2 \cdot 18 \cdot 5,78 (58 - 0,5 \cdot 5,78) - 53,83 \cdot 1,416 (58 - 7) = 12614 - 3887,4 = 8726,6 \text{ кН}\cdot\text{см} = 87,266 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

$$87,266 > 39,15, \quad M_u > M_H.$$

Міцність перерізу достатня.

Розрахунок міцності похилих перерізів

Попередньо обчислимо всі допоміжні параметри, які входять в основні формули міцності по похилих перерізах.

Коефіцієнт φ_f :

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b_f' - b)h_f'}{bh_0} = 0,75 \frac{(65 - 14) \cdot 20}{14 \cdot 125} = 0,437 < 0,5.$$

Знайдемо коефіцієнт φ_n , який враховує вплив попереднього напруження поздовжньої арматури на величину поперечної сили в бетоні

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt}bh_0};$$

$N = P_{oz} \approx 1405$ кН. (значення P_{oz} обчислено без урахування понижуючого коефіцієнта γ_{sp}).

$$\varphi_n = \frac{0,1 \cdot 1405}{0,14 \cdot 14 \cdot 125} = 0,573 > 0,5, \text{ тому } \varphi_n \text{ приймається } 0,5.$$

Сума коефіцієнтів $1 + \varphi_f + \varphi_n$ не повинна перевищувати 1,5, тому для наступних розрахунків приймається ця сума 1,5.

Допоміжні коефіцієнти: $\varphi_{b2} = 2$; $\varphi_{b3} = 0,6$; $\varphi_{b4} = 1,5$.

При визначенні положення розрахункових похилих перерізів та діючих зусиль розглянемо два можливі варіанти завантаження підкранової балки пересувними кранами (рис.2.5).

Перший варіант: $a_1 = 1250$ мм, $a_1 = h_0$.

Опорні реакції балки:

$$R_A = \frac{242(10,5 + 8,6 + 4,2)}{11,75} + \frac{11,45 \cdot 11,75}{2} = 479,88 + 67,27 = 547,15 \text{ кН.}$$

$$R_B = 242 \cdot 3 + 11,45 \cdot 11,75 - 547,15 = 726 + 134,54 - 547,17 = 313,39 \text{ кН.}$$

Руйнування балки по похилих перерізах можливе за трьома схемами: 1 схема – руйнування від опори до першої сили Р; 2 схема – руйнування від опори до другої сили Р; 3 схема – руйнування від опори до точки, віддаленої від опори $C_3 = \varphi_{b2}/\varphi_{b3} \times h_0 = 4166$ мм $\approx 4,17$ м.

Знайдемо поперечні сили в кінцевих точках 3-х систем:

$$Q_1 = R_A - 0,5g \cdot C_1 = 547,15 - 0,5 \cdot 11,45 \cdot 1,25 = 540 \text{ кН;}$$

$$Q_2 = R_A - 0,5g \cdot 3,15 - 242 = 547,15 - 0,5 \cdot 11,45 \cdot 3,15 - 242 = 287,12 \text{ кН;}$$

$$Q_3 = R_A - 0,5g \cdot 4,17 - 2 \cdot 242 = 547,15 - 0,5 \cdot 11,45 \cdot 4,17 - 484 = 39,28 \text{ кН.}$$

Мінімальна поперечна сила, яку сприймає бетон балки без армування:

$$Q_{b\min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0; \quad R_{bt} = 1,4 \text{ МПа} = 0,14 \text{ кН/см}^2;$$

$$Q_{b\min} = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 0,14 \cdot 14 \cdot 125 = 220,5 \text{ кН} < 568,82 \text{ кН}.$$

Поперечна сила, яка сприймається бетоном без урахування роботи арматури

$$Q_b = \varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2 / a_1 = 1,5(1 + 0,5) \cdot 0,14 \cdot 14 \cdot 125^2 / 125 = 551,25 \text{ кН}.$$

Оскільки $Q_b > Q_1$ ($551,25 > 540$), то поперечна арматура встановлюється конструктивно.

В цьому випадку несуча здатність підкранової балки по поперечній силі визначається за формулою

$$Q = Q_b + Q_{sw}. \quad (7)$$

Значення Q_b :

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{c}; \quad c = a_1 = 125 \text{ см};$$

$$Q_b = \frac{2(1 + 0,5) \cdot 0,14 \cdot 14 \cdot 125^2}{125} = 735 \text{ кН}; \quad Q_{sw} = q_{sw} \cdot h_0.$$

Тобто несуча здатність по поперечній силі тільки від урахування роботи бетону складає 735 кН, що перевищує зовнішню поперечну силу $Q = 540$ кН, поперечна арматура в цьому разі встановлюється конструктивна. Приймаємо $2\emptyset 10A400C$, $A_{sw} = 1,57 \text{ см}^2$, з кроком 300 мм ($h/3 = 1400/3 = 467$ мм). Перевіряємо умову:

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}b}{2};$$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s} = \frac{29 \cdot 1,57}{30} = 1,517 \text{ кН/см}.$$

$1,517 > 0,882$ (умова задовольняється).

Схема 2 передбачає зовнішню поперечну силу $Q_2 = 287,12$ кН, а проекцію зрізу $c = 3,15$ м.

$$Q_b = \frac{2 \cdot 1,5 \cdot 0,14 \cdot 14 \cdot 125^2}{315} = 291,6 \text{ кН} > 287,12, \text{ тобто і в цьому разі}$$

поперечна арматура встановлюється конструктивно ($2\varnothing 10A400C$ з кроком $s = 300$ мм).

Схема 3 передбачає зовнішню поперечну силу $Q_3 = 39,28$ кН, а проекція зрізу 4,17 м.

$$Q_b = \frac{2 \cdot 1,5 \cdot 0,14 \cdot 14 \cdot 125^2}{417} = 220,32 > 39,28, \text{ тобто поперечна арматура}$$

має бути конструктивною.

Другий варіант. У цьому випадку зміщення колеса крану від лівої опори балки становить $a_1 = 1,75$ м.

Визначимо опорні реакції R_A та R_B :

$$R_A = \frac{242(10 + 8,1 + 3,7)}{11,75} + \frac{11,45 \cdot 11,75}{2} = 448,99 + 67,27 = 516,26 \text{ кН.}$$

$$R_B = 242 \cdot 3 + 11,45 \cdot 11,75 - 516,26 = 726 + 134,54 - 516,26 = 344,28 \text{ кН.}$$

Знайдемо поперечні сили в різних точках по довжині, де можливі утворення похилих тріщин: $a_1 = 1,75$ м; $a_2 = 3,65$ м; $a_3 = 4,17$ м.

$$Q_1 = 516,26 - 0,5 \cdot 11,45 \cdot 1,75 = 506,24 \text{ кН;}$$

$$Q_2 = 516,26 - 0,5 \cdot 11,45 \cdot 3,65 - 242 = 253,36 \text{ кН;}$$

$$Q_3 = 516,26 - 0,5 \cdot 11,45 \cdot 4,17 - 484 = 8,39 \text{ кН.}$$

Мінімальна поперечна сила $Q_{b\min} = 220,5$ кН.

Поперечна сила Q_b з урахуванням роботи арматури (для $a_1 = c = 1,75$ см)

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{c}; \quad c = a_1 = 1,75 \text{ м;}$$

$$Q_b = \frac{2(1 + 0,5) \cdot 0,14 \cdot 14 \cdot 125^2}{175} = \frac{91875}{175} = 525 \text{ кН} > 506,24.$$

Тобто поперечна арматура встановлюється конструктивно $2\varnothing 10A400C$ ($A_{sw} = 1,57 \text{ см}^2$), $s = 300$ мм.

Для другої схеми руйнування ($a_2 = c = 3,65$ м)

$$Q_b = \frac{2(1 + 0,5) \cdot 0,14 \cdot 14 \cdot 125^2}{365} = \frac{91875}{365} = 251,71 \text{ кН} < 253,36 \text{ кН.}$$

Потрібен розрахунок з врахуванням поперечної арматури.

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s} = \frac{29 \cdot 1,57}{30} = 1,57 \text{ кН/см};$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{91875}{1,57}} = 241,9 \text{ см.}$$

$$c_0 \leq 2h_0; \quad 2h_0 = 2 \cdot 125 = 250 \text{ см}; \quad 241,9 \text{ см} < 250 \text{ см.}$$

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 1,57 \cdot 241,9 = 379,79 \text{ кН};$$

$$Q = Q_b + Q_{sw} = 251,71 + 379,79 = 631,5 > 253,36.$$

Умова міцності балки по похилим перерізам забезпечена.

Для *третьої* схеми руйнування ($a_3 = 4,17 \text{ м}$)

$$Q_b = \frac{2(1 + 0,5) \cdot 0,14 \cdot 14 \cdot 125^2}{417} = \frac{91875}{417} = 220,3 \text{ кН} > 8,39 \text{ кН.}$$

Поперечна арматура для третьої схеми руйнування не потрібна, вона встановлюється конструктивно.

Можливий і третій варіант завантаження підкранової балки, зміщення колеса крану становитиме 2,2 м. Для цього випадку студенти можуть самостійно перевірити несучу здатність балки по похилим перерізам.

Перевіряємо міцність похилої смуги між похилими тріщинами у відповідності до вимог СНиПу [3]

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} R_b b h_0.$$

Коефіцієнт, що враховує вплив міцності бетону, $R_b = 22 \text{ МПа}$, $\beta = 0,01$, $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 22 = 0,78$.

Коефіцієнт φ_{w1} , що враховує вплив поперечного армування, $2\varnothing 10 A400C$, $s = 300 \text{ мм}$:

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w; \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20 \cdot 10^4}{36 \cdot 10^3} = 5,55;$$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{bs}; \quad A_{sw} = 1,57 \text{ см}^2; \quad \mu_w = \frac{1,57}{14 \cdot 30} = 0,0037.$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot 5,55 \cdot 0,0037 = 1 + 0,103 = 1,103 < 1,3.$$

$$Q = 0,3 \cdot 1,103 \cdot 0,78 \cdot 2 \cdot 14 \cdot 125 = 993,7 \text{ кН.}$$

Найбільша поперечна сила, яка може діяти на опорі підкранової балки, дорівнює 648,1 кН. Вона менша за поперечну силу, яку може сприйма-

ти похила смуга між тріщинами, $648,1 < 993,7$. Таким чином, міцність похилої смуги достатня, щоб сприймати зовнішню поперечну силу.

3. РОЗРАХУНОК ПІДКРАНОВОЇ БАЛКИ ПО II ГРУПІ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ

3.1. Визначення тріщиностійкості

В поняття тріщиностійкості входить визначення зусилля тріщиноутворення, тобто при якому зусиллі виникає тріщина, а також ширина розкриття тріщини, якщо вона утворилась.

На першому етапі для заданої попередньо напруженої підкранової балки прольотом 12 м визначимо момент тріщиноутворення. Формула для його визначення має вигляд [3]:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp}. \quad (8)$$

Підкранові балки відносяться до другої категорії тріщиностійкості, тобто ці елементи допускають короткочасне розкриття тріщини при дії постійних та тимчасових навантажень, а потім вона розкривається, коли тимчасове навантаження зникає. Ширина розкриття тріщини не повинна перевищувати 0,2 мм при нормальних (неагресивних) умовах експлуатації. Зовнішні навантаження приймаються в розрахунковому значенні, тобто з коефіцієнтом $\gamma_f > 1$.

Зусилля попереднього обтиснення $P_{oz} = 1405$ кН; $e_{oz} = 41,33$ см.

Напруження в бетоні $\sigma_{bp} = 7,5$ МПа; $\sigma'_{bp} = 0,2$ МПа.

Коефіцієнт, який враховує непружні деформації бетону в стиснутій зоні,

$$\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_{bp}}{R_{b,ser}}; \quad \varphi = 1,6 - \frac{7,5}{29} = 1,6 - 0,258 = 1,342 \approx 1,34.$$

$R_{b,ser} = 29$ МПа – характеристичне значення міцності бетону класу В40.

Оскільки $\varphi = 1,34 > 1$, то у відповідності до нормативних вимог приймаємо $\varphi = 1$ [3].

Відстань від центра ваги приведенного перерізу до ядрової точки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони (верхня ядрова точка)

$$r'_y = \varphi \frac{W_{red}^H}{A_{red}} = 1 \cdot \frac{1,216 \cdot 10^5}{3814,2} = 31,88 \text{ см.}$$

Момент попередньо напруженого зусилля P_{oz} відносно ядрової точки r'_y :

$$M_{rp} = P_{oz}(e_{oz} + r'_y) = 1405(43,33 + 31,88) = 105671,26 \text{ кН}\cdot\text{см} = 1056,7 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Припускаємо, що початкових тріщин в балці немає, тому не корегується значення M_{rp} .

Для двотаврових перерізів $W_{pl} = \gamma W_{red}$; $\gamma = 1,5$; для прямокутних $\gamma = 1,75$.

$$W_{pl} = 1,5 \cdot 1,216 \cdot 10^5 = 1,824 \cdot 10^5 \text{ см}^3; \quad R_{bt,ser} = 2,1 \text{ МПа.}$$

$$M_{crc} = 2,1 \cdot 10^{-1} \cdot 1,824 \cdot 10^5 + 105671,26 = 143975,26 = 1439,75 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Зовнішній момент в розрахунковому значенні $M = 1406,087 \text{ кН}\cdot\text{м.}$

У зв'язку з тим, що $1406,087 < 1439,75$, тріщини в балці не з'являються, і наступний розрахунок балки можна проводити як для суцільного пружного тіла.

Припустимо, що зовнішній момент складає $1480 \text{ кН}\cdot\text{м}$, і в балці тоді можуть з'явитися тріщини.

Розглянемо в цьому разі послідовність розрахунку ширини розкриття тріщини a_{crc} .

У відповідності до останніх нормативних рекомендацій (доповнення до СНіП 2.03.01-84*, 2004 р.) ширина розкриття тріщини a_{crc} визначається за формулою

$$a_{crc} = \varphi_l \cdot \eta \cdot \delta \cdot \lambda \frac{\sigma_s}{E_s} d, \quad (9)$$

де $\varphi_l = 1$ для короткочасних навантажень,

$\varphi_l = 1,6 - 15\mu$ для тривало діючих навантажень;

$\eta = 1,2$ (для дротової та канатної арматури);

φ_d – параметр діаметра арматури, для $d \leq 10$ мм $\varphi_d=1$; для $d \leq 22$ мм $\varphi_d=1,4$; в нашому випадку $d = 15$ мм $\varphi_d=1,2$.

$$\delta = \frac{\alpha}{\varphi_d (1 + 2\alpha\mu_{bt})}. \quad (10)$$

Для попередньо напруженої арматури $\alpha = \frac{E_{sp}}{E_b} = \frac{18 \cdot 10^4}{36 \cdot 10^3} = 5$.

Подальші розрахунки пов'язані з визначенням σ_s , а цей параметр у першу чергу залежить від висоти стиснутої зони x й плеча внутрішньої пари сил z .

При розрахунку цих параметрів будемо враховувати дію всього навантаження в короткочасному режимі, тобто все навантаження не будемо поділяти на короткочасне й тривале.

По-перше, знайдемо допоміжні параметри $\psi_s, \varphi_m, \varphi_f; \beta, \varphi_n, \varphi_\zeta$.

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_r - M_{rp}}; \quad W_{pl} = 1,5 W_{red}^H; \quad (11)$$

$$W_{pl} = 1,5 \times 1,216 \cdot 10^5 = 1,824 \cdot 10^5 \text{ см}^3; \quad R_{bt,ser} = 2,1 \text{ МПа} = 0,21 \text{ кН/см}^2;$$

$$M_r = 1480,0 \text{ кН} \cdot \text{м} = 1,480 \cdot 10^5 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\varphi_m = \frac{0,21 \cdot 1,824 \cdot 10^5}{(1,480 - 1,056) \cdot 10^5} = \frac{0,383}{0,424} = 0,903 < 1.$$

$$e_{s,tot} = \frac{1522,86}{1405,0} = 1,083 \text{ м} = 108,3 \text{ см}.$$

Обчислимо параметр ψ_s (врахування роботи розтягнутого бетону між тріщинами):

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \varphi_m) \frac{e_{s,tot}}{h_0}} \leq 1; \quad (12)$$

$\varphi_{ls} = 1$ для нетривалої дії навантажень,

$\varphi_{ls} = 0,8$ для тривалої дії навантажень,

при цьому $\frac{e_{s,tot}}{h_0} \geq 1,2 \varphi_{ls}$.

$$\varphi_s = 1,25 - 1 \cdot 0,903 - \frac{1 - 0,903^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,903) \frac{108,3}{125}} = 1,25 - 0,903 - \frac{0,184}{1,624} = 0,243 < 1.$$

Величину параметра β визначаємо за формулою

$$\beta = \alpha \cdot \mu \frac{\psi_b \cdot \psi_{b2}}{\psi_s \cdot \psi_{b1}}; \quad \alpha = \frac{E_{sp}}{E_b}; \quad \mu = \frac{A_{s,tot}^H}{bh_0}. \quad (13)$$

$$\alpha = \frac{18 \cdot 10^4}{36 \cdot 10^3} = 5; \quad \mu = \frac{14,16 + 6,16}{14 \cdot 125} = \frac{20,32}{1750} = 0,0116 < 0,02;$$

$$\psi_b = 0,9; \quad \psi_s = 0,243; \quad \varphi_{b2} = 1; \quad \varphi_{b1} = 0,85;$$

$$\beta = 5 \cdot 0,0116 \frac{0,9 \cdot 1}{0,243 \cdot 0,85} = 0,252.$$

Параметр φ_f :

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0}. \quad (14)$$

$$\varphi_f = \frac{(65 - 14) \cdot 18}{14 \cdot 125} = 0,524.$$

Параметр φ_n :

$$\varphi_n = \frac{1}{1 + \frac{y + r_{\pi}}{l_{s,tot}}}, \quad (15)$$

де y – відстань від центра ваги приведенного перерізу до центра ваги площі перерізу розтягнутої арматури.

$$y = 75,7 - 15 = 60,7 \text{ см}; \quad r_{\pi} = 31,88 \text{ см};$$

$$\varphi_n = \frac{1}{1 + \frac{60,7 + 31,88}{108,3}} = \frac{1}{1 + 0,855} = 0,539.$$

Параметр φ_{ζ} :

$$\varphi_{\zeta} = \beta \left\{ \sqrt{1 + \frac{2 \left(1 + \varphi_s \frac{a'}{h_0} \right) \left(1 + 0,5 \varphi_f \frac{h'_f}{h_0} \right)}{\varphi_n \beta (1 + \varphi_s) (1 + \varphi_f)}} - 1 \right\}; \quad (16)$$

$$\varphi_s = \frac{A_s'}{A_s} \cdot \frac{\psi_b}{\psi_s} = \frac{2,83 + 4,52}{14,16 + 6,16} = 1,339 \approx 1,34.$$

$$\varphi_\zeta = 0,252 \left\{ \sqrt{1 + \frac{2 \left(1 + 1,34 \frac{9}{125} \right) \left(1 + 0,5 \cdot 0,524 \frac{18}{125} \right)}{0,539 \cdot 0,252 (1 + 1,34) (1 + 0,524)}} - 1 \right\} = 0,252(2,387 - 1) = 0,349.$$

Величина стиснутої зони бетону x визначається за формулою

$$x = \varphi_\zeta (1 + \varphi_s) (1 + \varphi_f) \varphi_n h_0. \quad (17)$$

$$x = 0,349(1 + 1,34)(1 + 0,524) \cdot 0,539 \cdot 125 = 83,85 \text{ см.}$$

Тепер можна обчислити величину λ :

$$\lambda = \frac{\left(2 - \frac{h_f'}{x} \right) (b_f' - b) h_f'}{bx}. \quad (18)$$

$$\lambda = \frac{\left(2 - \frac{18}{83,85} \right) (65' - 14) \cdot 18'}{14 \cdot 83,85} = \frac{1,785 \cdot 918}{1173,9} = 1,396.$$

І нарешті параметр z :

$$z = \left(h_0 - \frac{x}{3} \right) \left[\frac{1 + \lambda \frac{h_0 - 0,5h_f'}{h_0 - x/3}}{1 + \lambda} \right]. \quad (19)$$

$$z = \left(125 - \frac{83,85}{3} \right) \left[\frac{1 + 1,396 \frac{125 - 0,5 \cdot 18}{125 - 83,85/3}}{1 + 1,396} \right] = 97,05 \frac{2,668}{2,396} = 108,06 \text{ см.}$$

Площа розтягнутої зони бетону A_{bt} :

$$A_{bt} = (140 - 83,85) \cdot 14 + 2 \cdot 34,5 \cdot 10 = 786 + 690 = 1476 \text{ см}^2.$$

$$\mu_{bt} = \frac{14,16 + 6,16}{1476} = 0,0137.$$

Значення δ за формулою (10):

$$\delta = \frac{5}{1,2(1 + 2 \cdot 5 \cdot 0,0137)} = \frac{5}{1,364} = 3,665.$$

Напруження в попередньо напруженій арматурі визначаються за формулою

$$\sigma_s = \frac{M - P_{oz}(z - e_{sp})}{A_s \cdot z}, \quad (20)$$

e_{sp} – відстань від зусилля P_{oz} до центра попередньо напруженої арматури.

$$e_{sp} = y_{ц.б} - e_{oz} - a = 75,7 - 43,33 - 15 = 17,37 \text{ см};$$

$$\sigma_s = \frac{1480,0 \cdot 10^2 - 1405(108,06 - 17,37)}{14,16 \cdot 108,06} = \frac{14,80 \cdot 10^4 - 12,74 \cdot 10^4}{0,153 \cdot 10^4} = 13,46 \text{ кН/см}^2 = 134,6 \text{ МПа}.$$

$$\lambda = 2 \left(1 - \frac{1}{e^w} \right); \quad w = \frac{5 + 0,6 \frac{\sigma_s}{R_{b,ser}}}{\delta} = \frac{5 + 0,6 \frac{134,6}{29,00}}{3,665} = 2,124;$$

$$\lambda = 2 \left(1 - \frac{1}{e^{2,124}} \right) = 2 \left(1 - \frac{1}{8,31} \right) = 1,76.$$

Визначаємо ширину розкриття тріщини a_{crc} при нетривалій дії усього завантаження:

$$a_{crc} = 1 \cdot 1,2 \cdot 3,665 \cdot 1,76 \frac{134,6}{18 \cdot 10^4} \cdot 15 = 0,087 \text{ мм} < 0,2 \text{ мм}.$$

Тобто, ширина розкриття тріщини допустима.

Для самостійної роботи студентів можна визначити ширину розкриття тріщини при тривалій дії навантаження, що складатиме 0,6 від максимального завантаження P_{max} крана та від власної ваги підкранової балки.

Загальна ширина розкриття тріщини, коли діють на елемент короткочасні та тривалої дії навантаження, можна визначити за формулою [1]:

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3}, \quad (21)$$

де a_{crc1} – ширина тріщини при одночасному завантаженні сумарними зусиллями при їхньому короткочасному впливі;

a_{crc2} – ширина тріщини при нетривалій дії навантажень тривалого впливу;

a_{crc3} – ширина тріщини при тривалій дії навантажень тривалого впливу.

3.2. Визначення прогинів

При визначенні прогинів треба орієнтуватись на наявність тріщин в підкрановій балці. Якщо вони відсутні, тоді прогини визначаються за одними формулами, якщо вони присутні, тоді методика визначення прогинів інша.

Для прикладу, наведеному в даних методичних вказівках, в підкрановій балці тріщини відсутні. В цьому разі загальна кривизна може визначатись за формулою

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{\rho_1} + \frac{1}{\rho_2} - \frac{1}{\rho_3}, \quad (22)$$

де $\frac{1}{\rho_1}$ – кривизна від дії тимчасового змінного навантаження, тобто від кранового навантаження;

$$\frac{1}{\rho_1} = \frac{M_1 \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}}; \quad (23)$$

M_1 – момент від тимчасового змінного навантаження;

$\varphi_{b1} = 0,85$ (врахування швидкоплинної повзучості);

φ_{b2} – коефіцієнт, що враховує довгострокову повзучість; $\varphi_{b2} = 2 \div 4,5$ залежно від вологості середовища; $\varphi_{b2} = 2$ (в нашому прикладі);

E_b – модуль пружності бетону;

I_{red} – приведений момент інерції.

$$\frac{1}{\rho_2} = \frac{M_2 \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}}, \quad (24)$$

$\frac{1}{\rho_2}$ – кривизна від довгострокового навантаження;

M_2 – момент від постійного та довгострокового навантаження;

для підкранової балки можна прийняти момент від характеристичного навантаження від власної ваги балки;

$$\frac{1}{\rho_3} = \frac{P_{oz} \cdot e_{oz}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} [\varphi_s (\varphi_{b2} - 1) + 1]; \quad (25)$$

P_{oz} та e_{oz} – зусилля обтиснення перерізу балки попередньо напруженою арматурою та його ексцентриситет;

φ_{b1} та φ_{b2} – коефіцієнти, наведені в формулі (23);

$$\varphi_s = \frac{1}{e^{40\mu_{tot}}} . \quad (26)$$

У формулі для φ_s $\mu_{tot} = \frac{A_{s, загальна}}{A_b}$.

Загальна формула для визначення прогинів підкранової балки має такий вигляд:

$$f = \left\{ K_{l,crc} \left[s_1 \frac{1}{\rho_1} + s_2 \frac{1}{\rho_2} \right] - \frac{1}{8} \cdot \frac{1}{\rho_3} \right\} l_0^2. \quad (27)$$

Коефіцієнт $K_{l,crc} = 1$ для випадку відсутності тріщин та $K_{l,crc} = 1,2$ для ви-

падку присутності тріщин; $s_1 = \frac{1}{10}$; $s_2 = \frac{5}{48}$;

$$M_1 = K_s \cdot K_F \cdot K_1 \cdot P_{max}^{ser} \cdot l_0 = 0,85 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 220 \cdot 11,75 = 1098,62 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = K_g \cdot g_{ser} \cdot l_0^2 = 0,125(9,79 + 0,527 + 0,1) \cdot 11,75^2 = 179,77 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$\text{Параметр } \varphi_s: \mu_{tot} = \frac{1}{e^{40 \cdot 0,00754}} = \frac{1}{2,71^{0,302}} = \frac{1}{1,35} = 0,74.$$

Визначимо послідовно значення кривизн:

$$\frac{1}{\rho_1} = \frac{1098,62 \cdot 100 \cdot 1}{0,85 \cdot 36 \cdot 10^2 \cdot 9,21 \cdot 10^6} = \frac{3,900}{10^6} \frac{1}{\text{см}};$$

$$\frac{1}{\rho_2} = \frac{179677 \cdot 100 \cdot 2}{0,85 \cdot 36 \cdot 10^2 \cdot 9,21 \cdot 10^6} = \frac{1,275}{10^6} \frac{1}{\text{см}};$$

$$\frac{1}{\rho_3} = \frac{1405 \cdot 41,33}{0,85 \cdot 36 \cdot 10^2 \cdot 9,21 \cdot 10^6} [0,7492 - 1) + 1] = \frac{3,585}{10^6} \frac{1}{\text{см}}.$$

Значення прогину:

$$f = \left[\frac{1}{10} \cdot \frac{3,9}{10^6} + \frac{5}{48} \cdot \frac{1,275}{10^6} - \frac{1}{8} \cdot \frac{3,585}{10^6} \right] \cdot 11,75^2 \cdot 10^4 =$$

$$= (0,390 + 0,1328 - 0,448) \frac{1,38}{10^6} \cdot 10^6 = 0,1032 \text{ см.}$$

При відношенні $b/h < 10$ необхідно враховувати додатковий вплив на прогин поперечної сили Q :

$$f_{tot} = f_m (1 + 0,1 f_m).$$

Загальний прогин

$$f_{tot} = 0,1032(1 + 0,1 \cdot 0,1032) = 0,1133 \text{ см.}$$

$\frac{0,1133}{1175} = \frac{1}{10370} < \frac{1}{600}$, тобто прогин підкранової балки не перевищує допустимого.

У разі наявності тріщин прогин визначається за формулою для загальної кривизни

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{\rho_1} - \frac{1}{\rho_2} + \frac{1}{\rho_3}, \quad (28)$$

де

$$\frac{1}{\rho_1} = \frac{M_1 \psi_s}{z A_s E_s (h_0 - x)} - \frac{N_{tot} \cdot \psi_s}{A_s E_s (h_0 - x)}, \quad (29)$$

у формулі (29) M_1 – момент від загального навантаження (тимчасового та постійного) при умові їхнього короткочасного впливу. При цьому враховується і зусилля P_{oz} , тобто $M_1 = M_{r1} + P_{oz} e_{sp}$; M_{r1} – зовнішній момент від усіх завантажень; P_{oz} – зусилля попереднього обтиснення; e_{sp} – відстань від P_{oz} до центра ваги попередньо напруженої арматури; $N_{tot} = P_{oz}$;

$$\frac{1}{\rho_2} = \frac{M_2 \psi_s}{z A_s E_s (h_0 - x)} - \frac{N_{tot} \cdot \psi_s}{A_s E_s (h_0 - x)}, \quad (30)$$

у формулі (30) M_2 – момент тільки від постійного та довготривалого завантаження при їхньому короткочасному впливі;

$$\frac{1}{\rho_3} = \frac{M_3 \psi_s}{z A_s E_s (h_0 - x)} - \frac{N_{tot} \cdot \psi_s}{A_s E_s (h_0 - x)}, \quad (31)$$

у формулі (31) M_3 – момент від постійного та довготривалого завантаження при їхньому довготривалому впливі.

Параметр ψ_s у формулах (29), (30) приймається у відповідності до формули (12), а в формулі (31) може бути прийнятим 1.

У деяких випадках загальна кривизна (22), (28) може бути від'ємною величиною. Це вказує на те, що балка не прогинається нижче горизонталі внаслідок значного попереднього напруження і великого значення зусилля P_{oz} .

4. РОЗРАХУНОК ПІДКРАНОВОЇ БАЛКИ НА ВИТРИВАЛІСТЬ

Розрахунок підкранової балки на витривалість виконується для перевірки значень напружень в бетоні та арматурі при циклічному завантаженні балки мостовим краном. Циклічність полягає в тому, що під час роботи крану балка постійно то завантажується, то розвантажується, а в цьому випадку треба враховувати зниження міцності бетону та арматури залежно від коефіцієнта асиметрії циклу завантаження, тобто відношення мінімального напруження до максимального $\left(\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \right)$.

Напруження, що виникають в бетоні та арматурі, не повинні перевищувати гранично допустимих, помножених на понижуючі коефіцієнти γ_{b1} та γ_{s3} :

$$\sigma_{b,\max} \leq \gamma_{b1} \cdot R_b; \quad (32)$$

$$\sigma_{s,\max} \leq \gamma_{s3} \cdot R_s. \quad (33)$$

Значення коефіцієнтів γ_{b1} та γ_{s3} приймаються по таблицям 16 та 25 норм [3] залежно від коефіцієнтів асиметрії циклу: $\rho_b = \frac{\sigma_{b,\min}}{\sigma_{b,\max}}$; $\rho_s = \frac{\sigma_{s,\min}}{\sigma_{s,\max}}$.

При визначенні зусиль (момент M) від постійно діючих навантажень (власна вага підкранової балки та рейки на ній) приймається характеристичне їхнє значення. Від зусилля попереднього напруження P_{oz} визначаються напруження в верхній та нижній зонах підкранової балки, які складаються з напруженнями від власної ваги балки.

Від кранового завантаження діючий момент визначається тільки від одного крану при характеристичному значенні максимального зусилля P_{ser} з понижуючим коефіцієнтом 0,6; тобто від дії крану:

$$M = n_s \cdot K_F \cdot K_1 \cdot P_{max,ser} \cdot l_0, \quad (34)$$

де $n_s = 1$.

Параметри K_F та K_1 приймаються такими ж, як і при розрахунку моменту для визначення несучої здатності підкранової балки, тільки K_1 визначається для одного крану (див. додаток 1).

Напруження в бетоні (в верхній та нижній зонах) підкранової балки визначаються як для позacentрово стиснутого пружного елемента із загальним приведеним перерізом:

$$\sigma_{\max}^{\min} = \frac{N}{A_{red}} \pm \frac{Ne}{I_{red}} y. \quad (35)$$

Аналогічно визначаються напруження в арматурі:

$$\sigma_s = \sigma_{sp} \pm \alpha' \frac{M \cdot y_{sp}}{I_{red}}; \quad \alpha' = 10. \quad (36)$$

$$\sigma_{sp} = \sigma_{sp_2} - \alpha' \left(\frac{P_{oz}}{A_{red}} + \frac{P_{oz} e_{oz} y_{sp}}{A_{red}} \right). \quad (37)$$

Розглянемо приклад розрахунку витривалості підкранової балки, яка наведена в даних методичних вказівках.

Визначимо напруження в бетоні від постійно діючих завантажень – від власної ваги та попереднього напруження (рис.4.1).

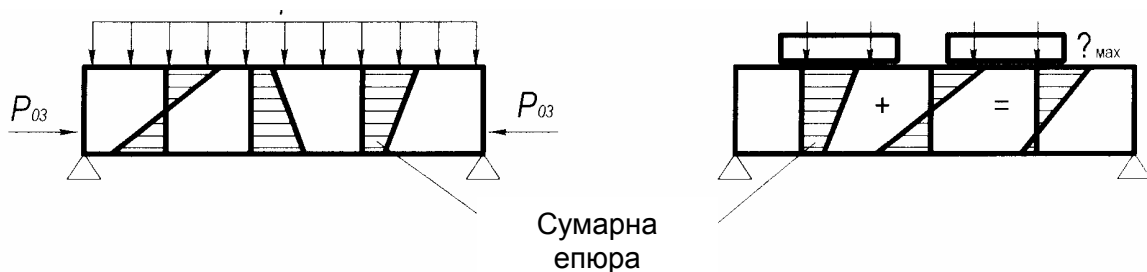


Рис.4.1.

Верхня зона балки (власна вага та вага підкранової рейки):

$$\sigma_{\epsilon}^s = \frac{M_{\epsilon.\epsilon} \cdot y_{\epsilon}}{I_{red}}; \quad M_{\epsilon.\epsilon} - \text{момент від власної ваги підкранової балки та рейки}$$

на ній.

$$M_{\epsilon.\epsilon} = \frac{g_{ser} \cdot l_0^2}{8} = \frac{10,41 \cdot 11,75^2}{8} = 179,65 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$y_{\epsilon} = h - y_{ц.\epsilon} = 140 - 75,7 = 64,3 \text{ см};$$

$$\sigma_{\epsilon}^s = \frac{179,65 \cdot 100 \cdot 64,3}{9,2 \cdot 10^6} = 0,125 \text{ кН/см}^2 \text{ (стиск)}.$$

Нижня зона балки (власна вага та вага підкранової рейки):

$$\sigma_{\epsilon}^H = \frac{M_{\epsilon.\epsilon} \cdot y_{ц.\epsilon}}{I_{red}} = \frac{179,65 \cdot 100 \cdot 76,7}{9,21 \cdot 10^6} = 0,147 \text{ кН/см}^2 \text{ (розтяг)}.$$

Від зусилля попереднього напруження $P_{оз} = 1405 \text{ кН}$; $e_{оз} = 41,33 \text{ см}$.

Верхня зона балки

$$\sigma_{\epsilon p}^s = \frac{1405}{3814} - \frac{1405 \cdot 41,33 \cdot 64,3}{9,21 \cdot 10^6} = 0,368 - 0,405 = -0,0370 \text{ кН/см}^2 \text{ (розтяг)}.$$

Нижня зона балки

$$\sigma_{\epsilon p}^H = \frac{1405}{3814} + \frac{1405 \cdot 41,33 \cdot 75,7}{9,21 \cdot 10^6} = 0,368 + 0,477 = 0,845 \text{ кН/см}^2 \text{ (стиск)}.$$

Загальні значення напружень бетону в балці від постійно діючих навантажень:

верхня зона $\sigma_{\epsilon}^s = 0,125 - 0,037 = 0,088 \text{ кН/см}^2 \text{ (стиск)}$;

нижня зона $\sigma_{\epsilon}^H = 0,845 - 0,147 = 0,698 \text{ кН/см}^2 \text{ (стиск)}$.

Момент від кранового навантаження (формула (34)):

$$K_F = 1; \quad n_s = 1; \quad K_1 = 0,33 \text{ (для одного крану)}$$

$$M_{кр} = 0,6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,33 \cdot 220 \cdot 11,75 = 511,83 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Від дії кранового завантаження у верхній зоні буде стиск, в нижній – розтяг:

верхня зона

$$\sigma_{кр}^s = \frac{M_{кр} \cdot y_{\epsilon}}{I_{red}} = \frac{511,83 \cdot 100 \cdot 64,3}{9,21 \cdot 10^6} = 0,357 \text{ кН/см}^2 \text{ (стиск)};$$

нижня зона

$$\sigma_{kp}^n = \frac{M_{kp} \cdot y_{ц,с}}{I_{red}} = \frac{511,83 \cdot 100 \cdot 75,7}{9,21 \cdot 10^6} = 0,42 \text{ кН/см}^2 \text{ (розтяг)}.$$

При сумісній дії власної ваги підкранової балки зусилля попереднього обтиснення та крану:

верхня зона

$$\sigma^с = 0,088 + 0,357 = 0,445 \text{ кН/см}^2 = 4,45 \text{ МПа (стиск)};$$

нижня зона

$$\sigma^n = 0,698 - 0,42 = 0,278 \text{ кН/см}^2 = 2,78 \text{ МПа (стиск)};$$

Для визначення коефіцієнта асиметрії циклу для верхньої зони враховуємо мінімальні й максимальні напруження:

$$\rho = \frac{\sigma_{с\min}}{\sigma_{с\max}} = \frac{0,088}{0,445} = 0,197.$$

$$\text{Коефіцієнт асиметрії циклу для нижньої зони } \rho = \frac{0,278}{0,698} = 0,398.$$

Відповідно до табл.16 СНіП 2.03.01-84* [3], понижуючі коефіцієнти приймаються для бетону $\gamma_{b_1} = 0,8$ при $\rho = 0,197$ і $\gamma_{b_1} = 0,9$ при $\rho = 0,398$.

Максимальне напруження стиску в нижній зоні підкранової балки складає $\sigma^n = 0,698 \text{ кН/см}^2 = 6,98 \text{ МПа} \approx 7 \text{ МПа}$.

Умова міцності $\sigma_{b\max} \leq \gamma_{b_1} R_b$; $6,98 < 0,9 \cdot 22 = 19,8$, тобто задовольняється.

Для верхньої зони ця умова теж задовольняється: $4,45 < 0,8 \cdot 22$.

Напруження в попередньо напруженій арматурі в разі відсутності крану (формули (36) і (37))

$$\sigma_{sp2} = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 0,9(1233 - 376) = 771,3 \text{ МПа}.$$

$$\sigma_{sp} = 771,3 - 10 \left(\frac{1405}{3814,2} + \frac{1405 \cdot 41,33 \cdot 60,7}{9,21 \cdot 10^6} \right) = 771,3 - 10 \cdot 7,5 = 696,3 \text{ МПа}.$$

$$\sigma_{s,\min} = 696,3 + 10 \frac{179,65 \cdot 100 \cdot 60,7 \cdot 10}{9,21 \cdot 10^6} = 696,3 + 10 \cdot 1,18 = 708,1 \text{ МПа}.$$

При завантаженні краном:

$$\sigma_{s,\max} = 696,3 + 10 \frac{511,83 \cdot 100 \cdot 60,7 \cdot 10}{9,21 \cdot 10^6} = 696,3 + 10 \cdot 3,37 = 730,03 \text{ МПа.}$$

$$\text{Коефіцієнт асиметрії циклу } \rho = \frac{\sigma_{s\min}}{\sigma_{s\max}} = \frac{708,1}{730,03} = 0,969.$$

По табл.25 СНиП 2.03.01-84* [3] значення $\gamma_{s_3} = 1$.

Умова міцності при розрахунку на витривалість (формула (33))

$$730 < 1 \cdot 1080.$$

Тобто умова міцності задовольняється, попередньо напружена арматура буде надійно працювати в умовах циклічного завантаження.

5.ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНИЙ АНАЛІЗ ОТРИМАНИХ РЕЗУЛЬТАТІВ

У цьому розділі повинні порівнюватись різні варіанти армування підкранової балки при одному й тому ж завантаженні. В першому варіанті, де використовуються в якості основної робочої арматури канати К-7 діаметром 15 мм, визначається загальна вага цієї арматури. При довжині канатів 12,8 м та їхній кількості 12 штук (10 в нижній зоні і 2 у верхній зоні) загальна вага складає $12 \cdot 12,8 \cdot 1,116 = 171,42$ кг, де 1,116 – вага 1 пог. м.

Якщо армування виконати канатами К-7 діаметром 12 мм, то їхня кількість становитиме орієнтовно 18 шт. При вазі 1 пог. м 0,714 кг загальна вага дорівнюватиме $18 \cdot 12,8 \cdot 0,714 = 164,50$ кг.

При використанні високоміцного дроту ВрІІ діаметром 6 мм кількість окремих дротин буде 70 шт., загальна вага $70 \cdot 12,8 \cdot 0,222 = 198,91$ кг.

Таким чином, найбільш раціональним за вагою буде варіант з використанням канатів К-7 діаметром 12 мм.

До цього порівняння слід додати показники вартості кожного варіанту та його трудомісткість. Тільки після цього можна зробити висновок про найбільш раціональний варіант армування підкранової балки прольотом 12 м.

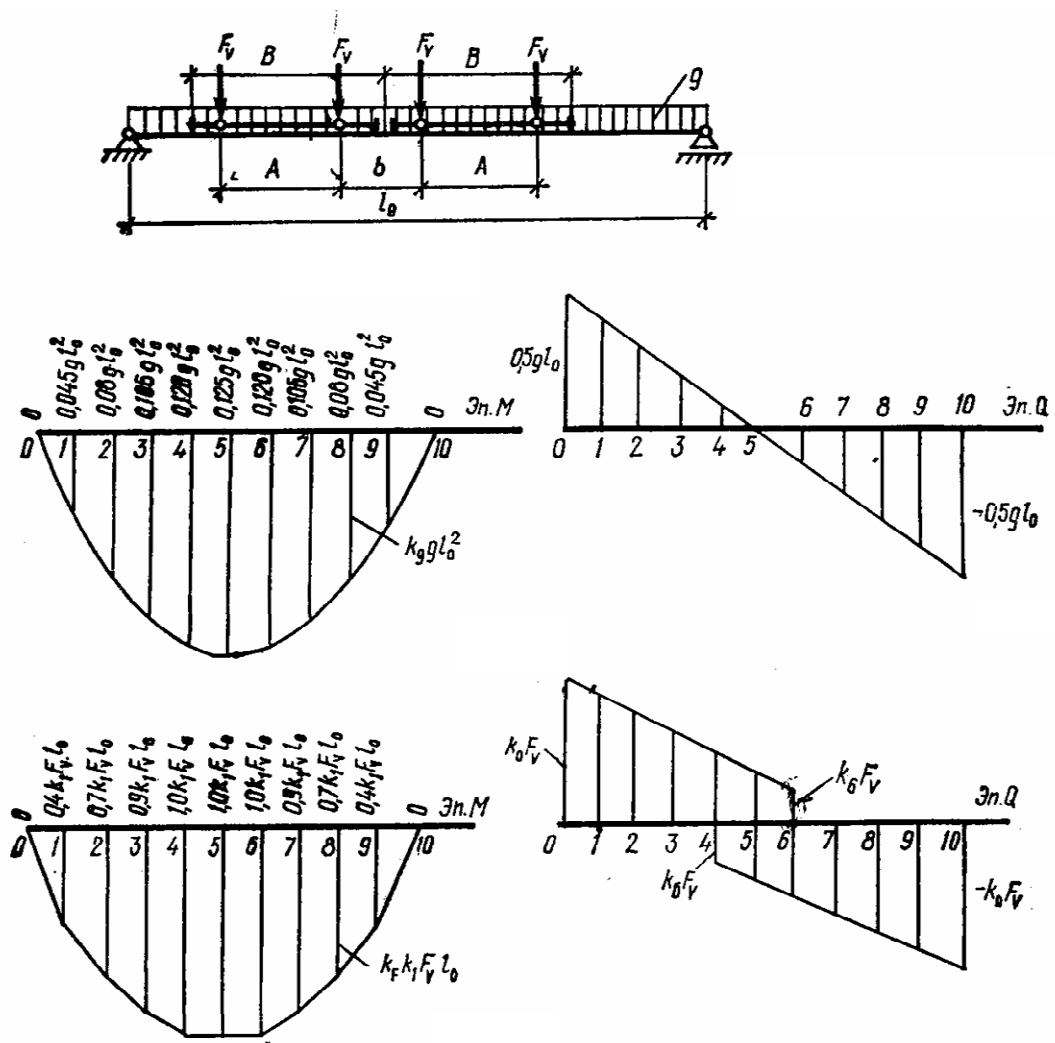
Складається наступна таблиця порівняння різних варіантів армування.

Тип армування	Діаметр	Кількість	Загальна вага, кг	Трудовісткість, люд.-год.	Вартість, грн.	Примітка
К-7	15	12	171,4	65,4	857	
К-7	12	18	164,5	69,9	738	
ВР-II	6	70	198,9	168,8	1029,6	

Враховуючи різні показники, визначається найбільш раціональний варіант армування.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
2. Курсовое и дипломное проектирование / Под ред. А.Я.Барашикова. – К., 1984. – 415 с.
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Госстройиздат, 1989. – 79 с.
4. ДБН В1.2-2:2006. Навантаження та впливи. – К.: Мінбуд України, 2005. – 42 с.
5. Типові серії КЕ-01-50 (випуски 1, 2, 3, 4) та 1.426.1-4 (випуски 1, 2, 3).
6. Дрозд Я.И., Пастушков Г.П. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. – Минск: Вышэйшая школа, 1984. – 207 с.
7. Шаповалов О.М. Залізобетонні конструкції – Харків: ХНАМГ, 2005. – 147 с.



Огибающие эпюры M та Q для однопролетної підкранової балки
при завантаженні її двома кранами

Опорні реакції з урахуванням завантаження сусідніх прольотів $R = gl_0 + k_1 F_V$.

Таблиця 1

Коефіцієнти k_1 , k_0 , k_6 , k_7 для двох кранів

$\alpha = \frac{A}{l_0}$	Коефіцієнти	$\beta = \frac{B-A}{l_0}$								
		0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45
0,1	k_1	0,88								
	k_0	3,6								
	k_6	1,1								
	k_7	3,7								
0,15	k_1	0,8	0,75							
	k_0	3,3	3,2							
	k_6	0,9	0,8							
	k_7	8,6	3,5							
0,2	k_1	0,75	0,7							
	k_0	3,1	3							
	k_6	0,75	0,7							
	k_7	3,5	3,3							
0,3	k_1		0,6	0,55	0,5					
	k_0		2,6	2,5	2,4					
	k_6		0,5	0,5	0,5					
	k_7		3,2	3,1	3,0					
0,4	k_1		0,5	0,48	0,45					
	k_0		2,4	2,3	2,2					
	k_6		0,5	0,45	0,4					
	k_7		3,0	2,9	2,8					
0,5	k_1			0,43	0,4	0,38				
	k_0			2,2	2,1	2				
	k_6			0,55	0,5	0,45				
	k_7			2,7	2,6	2,5				
0,6	k_1			0,39	0,4	0,38	0,36	0,34		
	k_0			2,1	2	1,9	1,8	1,7		
	k_6			0,6	0,6	0,55	0,5	0,45		
	k_7			2,5	2,4	2,3	2,2	2,1		

Продовження табл. 1

0,7	k_1				0,4	0,38	0,36	0,34		
	k_0				1,9	1,8	1,7	1,66		
	k_6				0,6	0,55	0,5	0,45		
	k_7				2,2	2,1	2	1,95		
0,8	k_1					0,38	0,36	0,34	0,32	
	k_0					1,75	1,7	1,65	1,6	
	k_6					0,55	0,5	0,45	0,4	
	k_7					1,95	1,9	1,85	1,8	
0,9	k_1					0,38	0,36	0,34	0,32	0,3
	k_0					1,75	1,7	1,65	1,6	1,55
	k_6					0,55	0,5	0,45	0,4	0,4
	k_7					1,85	1,8	1,75	1,7	1,65

Таблиця 2

Коефіцієнти k_1 , k_0 , k_6 для одного крана

Коефіцієнти	$\alpha = A/l_0$										
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
k_1	0,5	0,45	0,4	0,36	0,32	0,28	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
k_0	2	1,9	1,8	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,1
k_6	0,8	0,6	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4

Додаток 2

Таблиця 1

Бетон	Стан бетону по вологості	Коефіцієнт умов роботи бетону γ_{b1} при багатократно повторюваному навантаженні і коефіцієнті асиметрії циклу ρ_b , рівному						
		0-0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
1.Важкий	Природної вологості	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,00
	Водонасичений	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	0,95	1,00
2.Легкий	Природної вологості	0,60	0,70	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00
	Водонасичений	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,00

В табл.1 $\rho_b = \frac{\sigma_{b,\min}}{\sigma_{b,\max}}$, де $\sigma_{b,\min}$, $\sigma_{b,\max}$ – відповідно найменше і найбільше

напруження в бетоні в межах циклу зміни навантаження, які визначаються згідно з вказівками п.3.47.

Таблиця 2

Арматура	Коефіцієнт умов роботи арматури γ_{s3} при багатократно повторюваному навантаженні і коефіцієнті асиметрії циклу ρ_s , рівному								
	-1,0	-2,0	0	0,2	0,4	0,7	0,8	0,9	1,0
A-I	0,41	0,63	0,70	0,77	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
A-II	0,42	0,51	0,55	0,60	0,69	0,93	1,00	1,00	1,00
A-III діаметром, мм:									
6-8	0,33	0,38	0,42	0,47	0,57	0,85	0,95	1,00	1,00
10-40	0,31	0,36	0,40	0,45	0,55	0,81	0,91	0,95	1,00
A-IV	-	-	-	-	0,38	0,72	0,91	0,96	1,00
A-V	-	-	-	-	0,27	0,55	0,69	0,87	1,00
A-VI	-	-	-	-	0,19	0,53	0,67	0,87	1,00
Bp-II	-	-	-	-	-	0,67	0,82	0,91	1,00
B-II	-	-	-	-	-	0,77	0,97	1,00	1,00
K-7 діаметром, мм:									
6 і 9	-	-	-	-	-	0,77	0,92	1,00	1,00
12 і 15	-	-	-	-	-	0,68	0,84	1,00	1,00
K-19 діаметром 14 мм	-	-	-	-	-	0,63	0,77	0,96	1,00
Bp-I	-	0	0,56	0,71	0,85	0,94	1,00	1,00	1,00
A-IIIв з контролем:									
подовжень і напружень	-	-	-	-	0,41	0,66	0,84	1,00	1,00
тільки подовжень	-	-	-	-	0,46	0,73	0,93	1,00	1,00

Позначення, прийняті в табл.2: $\rho_s = \frac{\sigma_{s,\min}}{\sigma_{s,\max}}$, де $\sigma_{s,\min}$, $\sigma_{s,\max}$ – відповідно най-

менше і найбільше напруження в арматурі в межах циклу зміни навантаження, які визначаються згідно з вказівками п.3.47.

Примітка. При розрахунку елементів, що згинають, з важкого бетону з ненапруженої арматури для подовжніх арматур приймається:

$$\text{при } 0 \leq \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \leq 0,20 \quad \rho_s = 0,30;$$

$$\text{при } 0,20 < \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \leq 0,75 \quad \rho_s = 0,15 + 0,8 \frac{M_{\min}}{M_{\max}};$$

$$\text{при } \frac{M_{\min}}{M_{\max}} > 0,75 \quad \rho_s = \frac{M_{\min}}{M_{\max}},$$

де M_{\min} , M_{\max} – відповідно найменший і найбільший згинальні моменти в розрахунковому перерізі елемента в межах циклу зміни навантаження.

Додаток 3

Розрахункові опори бетону при осьовому стиску та розтягу; модуль пружності

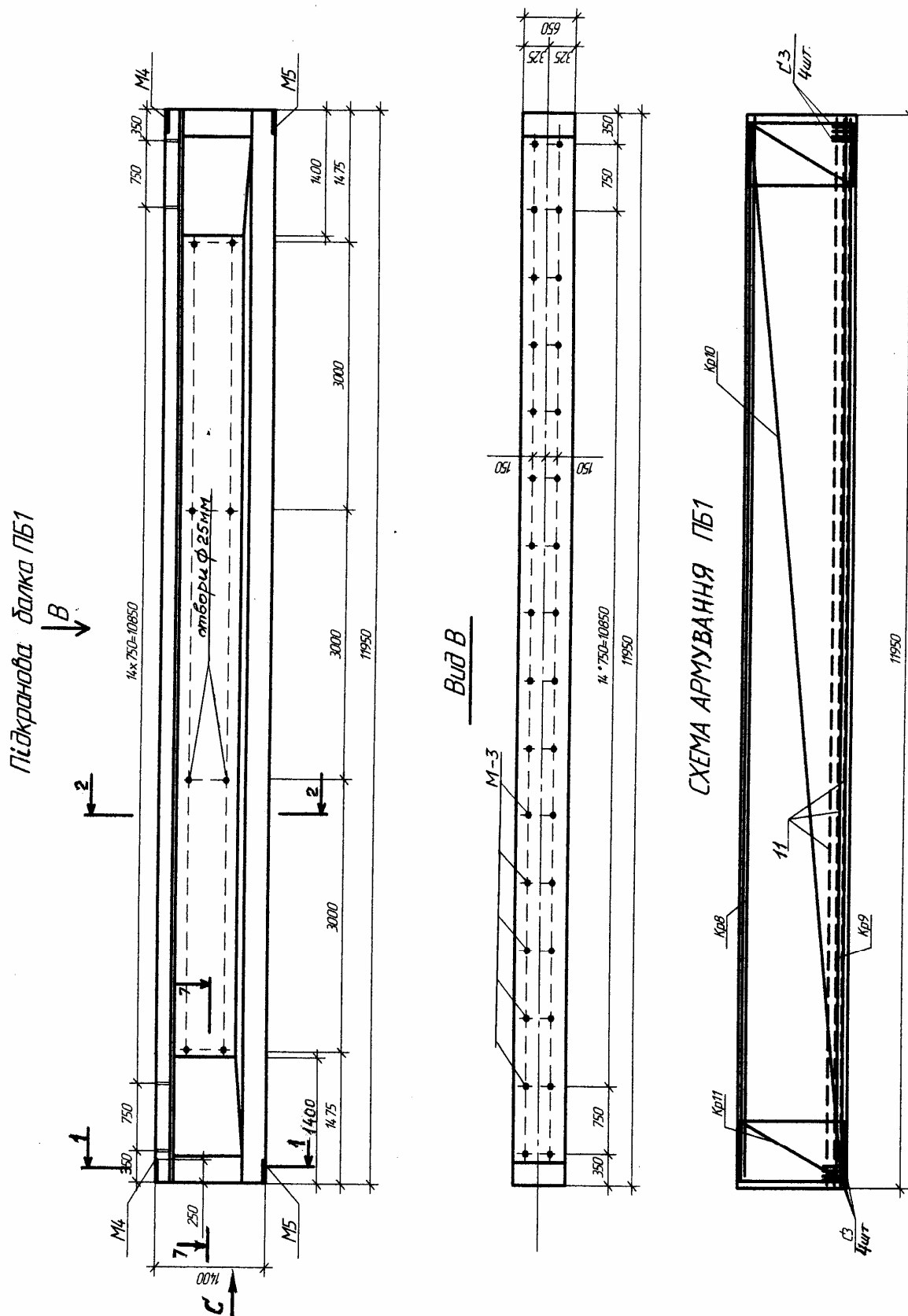
Клас бетону за міцністю на стиск	Розрахунковий опір бетону при розрахунку по I групі граничних станів, МПа		Розрахунковий опір бетону при розрахунку по II групі граничних станів, МПа		Початковий модуль пружності при стиску $E_b \cdot 10^3$, МПа		Примітка
	стиск R_b	розтяг R_{bt}	стиск $R_{b, ser}$	розтяг $R_{bt, ser}$	природне твердіння	підданий тепловій обробці при атмосферному тиску	
А. ВАЖКИЙ ТА ДРІБНОЗЕРНИСТЫЙ (А) БЕТОНИ							
B3,5	2,1	0,26	2,7	0,39	9,5/7,0	8,5/6,5	У знаменнику подані значення модуля пружності для дрібнозернистих бетонів групи А
B5,0	2,8	0,37	3,5	0,55	13,0/10,0	11,5/9,0	
B7,5	4,5	0,48	5,5	0,70	16,0/13,5	14,5/12,5	
B10	6,0	0,57	7,5	0,85	18,0/15,5	16,0/14,0	
B12,5	7,5	0,66	9,5	1,00	21,0/17,5	19,0/15,5	
B15	8,5	0,75	11,0	1,15	23,0/19,5	20,5/17,0	
B20	11,5	0,90	15,0	1,40	27,0/22,0	24,5/20,0	
B25	14,5	1,05	18,5	1,60	30,0/24,0	27,0/21,5	
B30	17,0	1,20	22,0	1,80	32,5/26,0	29,0/23,0	
B35	19,5	1,30	25,5	1,95	34,5/27,5	31,0/24,0	
B40	22,0	1,40	29,0	2,10	36,0/28,5	32,5/24,5	
B45	25,0	1,45	32,0	2,20	37,5/–	34,0/–	
B50	27,5	1,55	36,0	2,30	39,0/–	35,0/–	
B55	30,0	1,60	39,5	2,40	39,5/–	35,5/–	
B60	33,0	1,65	43,0	2,50	40,0/–	36,0/–	
Б. ЛЕГКИЙ БЕТОН щільний / пористий заповнювачі							
B2,5	1,5	0,20/0,20	1,9	0,29/0,29		4,0/7,0/–	Модулі пружності подані залежно від середньої щільності бетону в кг/м^3 800/1400/1800
B3,5	2,1	0,26/0,26	2,7	0,39/0,39		4,5/7,8/–	
B5,0	2,8	0,37/0,37	3,5	0,55/0,55		5,0/8,8/11,2	
B7,5	4,5	0,48/0,48	5,5	0,70/0,70		5,5/10,0/13,0	
B10	6,0	0,57/0,57	7,5	0,85/0,85		–/11,0/14,0	
B12,5	7,5	0,66/0,66	9,5	1,0/1,0		–/11,7/14,7	
B15	8,5	0,75/0,74	11,0	1,15/1,10		–/12,5/15,5	
B20	11,5	0,90/0,80	15,0	1,40/1,20		–/13,5/17,0	
B25	14,5	1,05/0,90	18,5	1,60/1,35		–/14,5/18,5	
B30	17,0	1,20/1,0	22,0	1,80/1,50		–/15,5/19,5	
B35	19,5	1,30/1,10	25,5	1,95/1,65		–/–/20,5	
B40	22,0	1,40/1,20	29,0	2,10/1,80		–/–/21,0	

Додаток 4

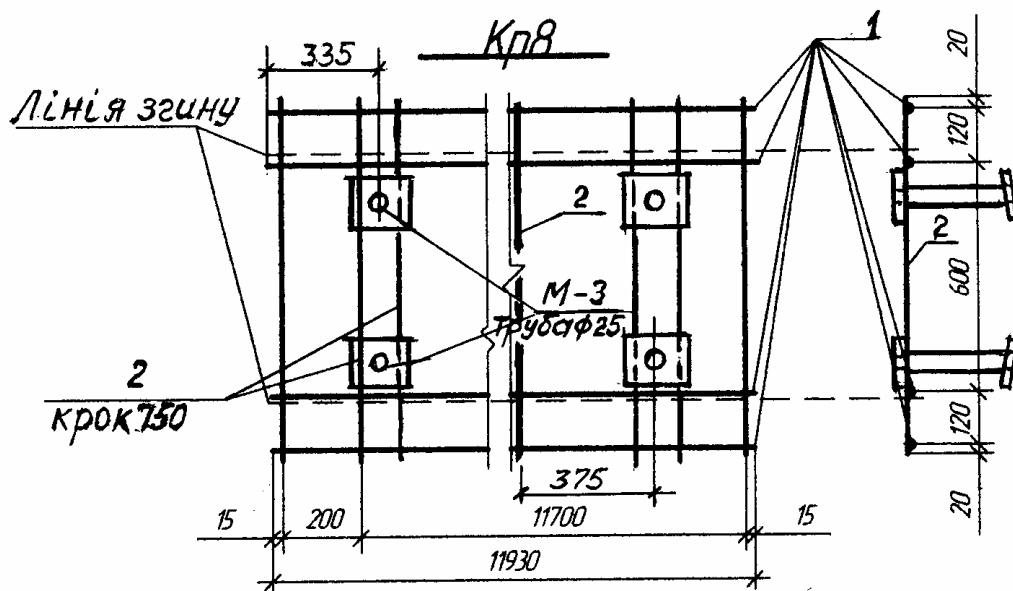
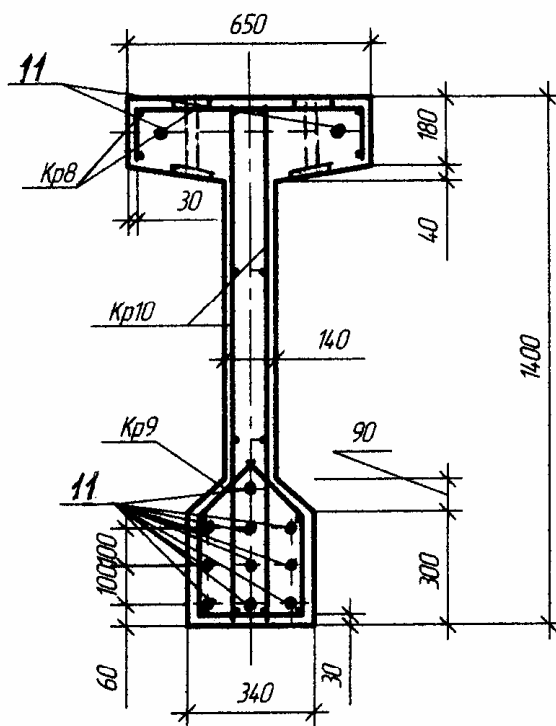
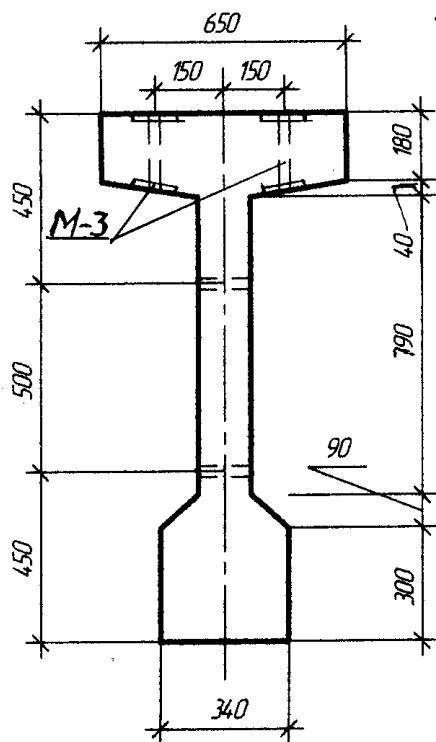
Механічні характеристики стержнєвої, дротової та канатної арматури

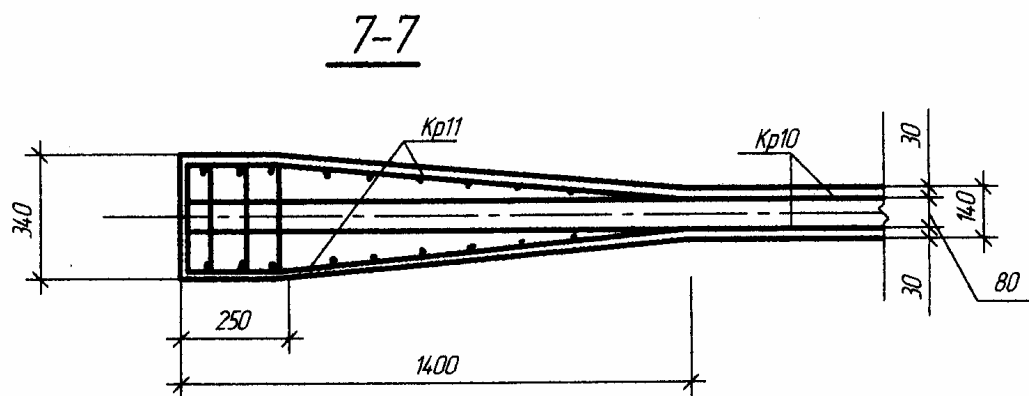
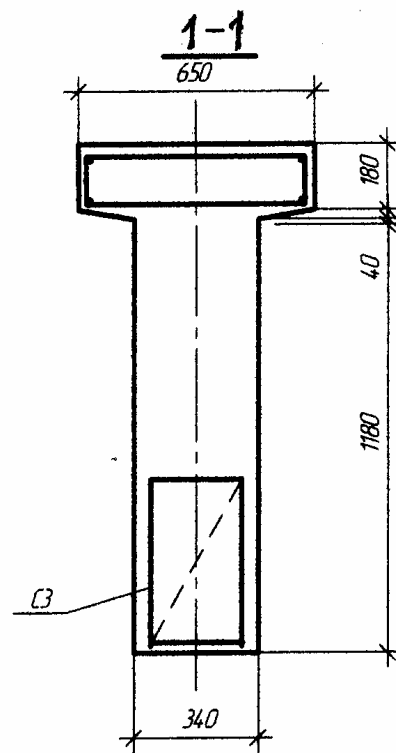
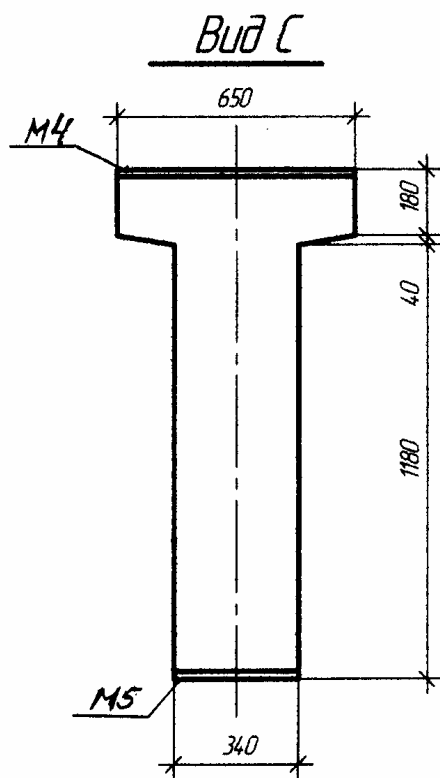
Клас арматури	Діаметр, мм	Нормативний опір при розрахунку по II групі граничних станів $R_{s,ser}$, МПа	Розрахунковий опір арматури при розрахунку по I групі граничних станів, МПа			Модуль пружності $E_s \cdot 10^4$, МПа
			при розтязі		при стиску R_{sc}	
			у поздовжньому напрямку R_s	в поперечному напрямку при розрахунку похилих перерізів R_{sw}		
Стержньова						
A240C(AI)	5,5; 6...40	240 (235)	225 (225)	175 (175)	225 (225)	21
A300C(AII)	10...40	290 (295)	280 (280)	225 (225)	280 (280)	21
гарячекат. A400C(AIII)	6...8	400 (390)	365 (355)	290 (285)	365 (355)	20
	10...40	400 (390)	375 (365)	290 (290)	375 (365)	20
термомех. зміцнена A400C(AIII)	8...32	400 (390)	365 (365)	290 (290)	365 (365)	20
термомех. зміцнена A500C(AтIII)	8...22	500 (390)	450 (365)	290 (290)	450 (365)	19
	25...32	500 (390)	435 (365)	290 (290)	435 (365)	19
A600(AIV)	10...40	700 (590)	520 (510)	415 (405)	450 (390)	19
Дротова						
Вр I	3	410	375	270	375	17
	4	405	370	265	370	17
	5	395	360	260	360	17
В II	3	1490	1240	990	390	20
	4	1410	1180	940	390	20
	5	1330	1100	890	390	20
	6	1250	1050	835	390	20
	7	1180	980	785	390	20
	8	1100	915	730	390	20
Вр II	3	1460	1200	970	-	20
	4	1370	1140	910	-	20
	5	1250	1050	830	-	20
	6	1180	980	785	-	20
	7	1100	915	735	-	20
	8	1020	850	675	-	20
Канатна						
К-7	6	1450	1200	970	-	18
	9	1370	1140	910	-	18
	12	1330	1100	890	-	18
	15	1290	1080	865	-	18
К-19	14	1410	1180	940	-	18

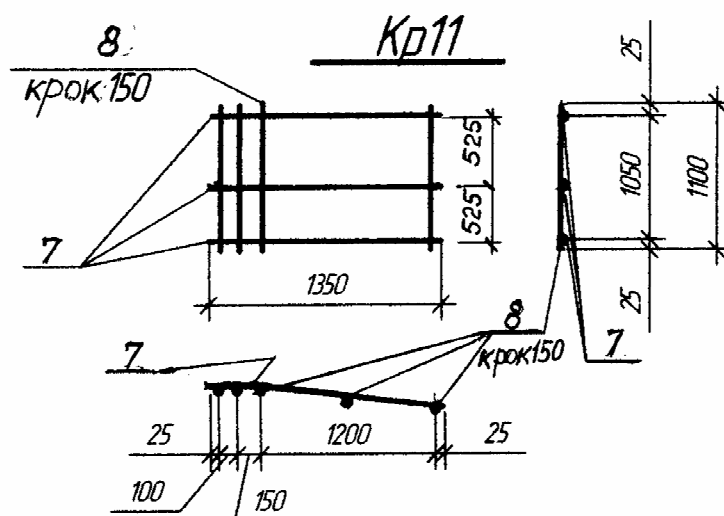
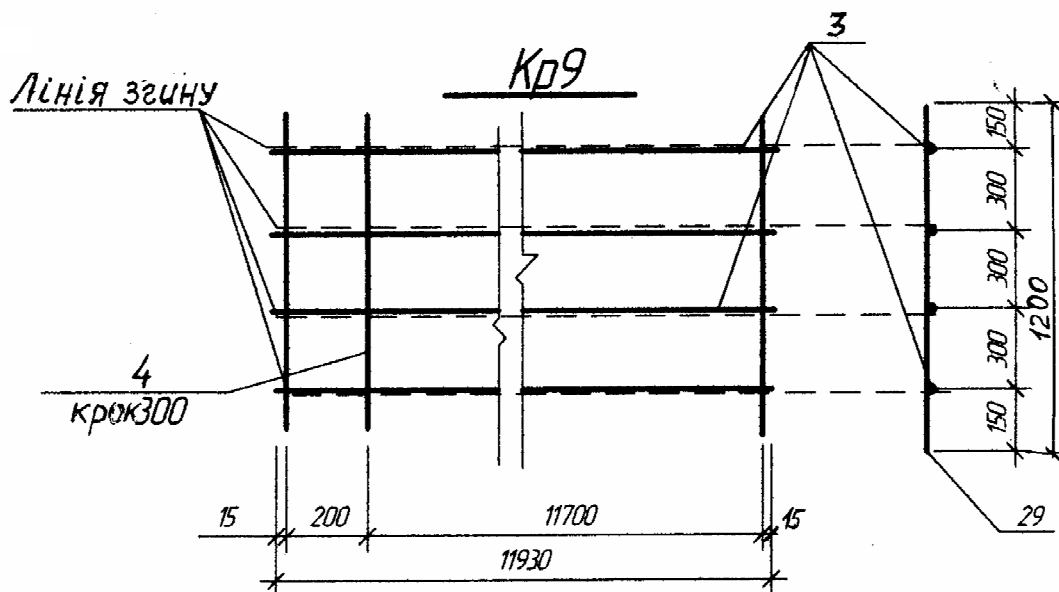
Зразок проектного рішення підкранової балки

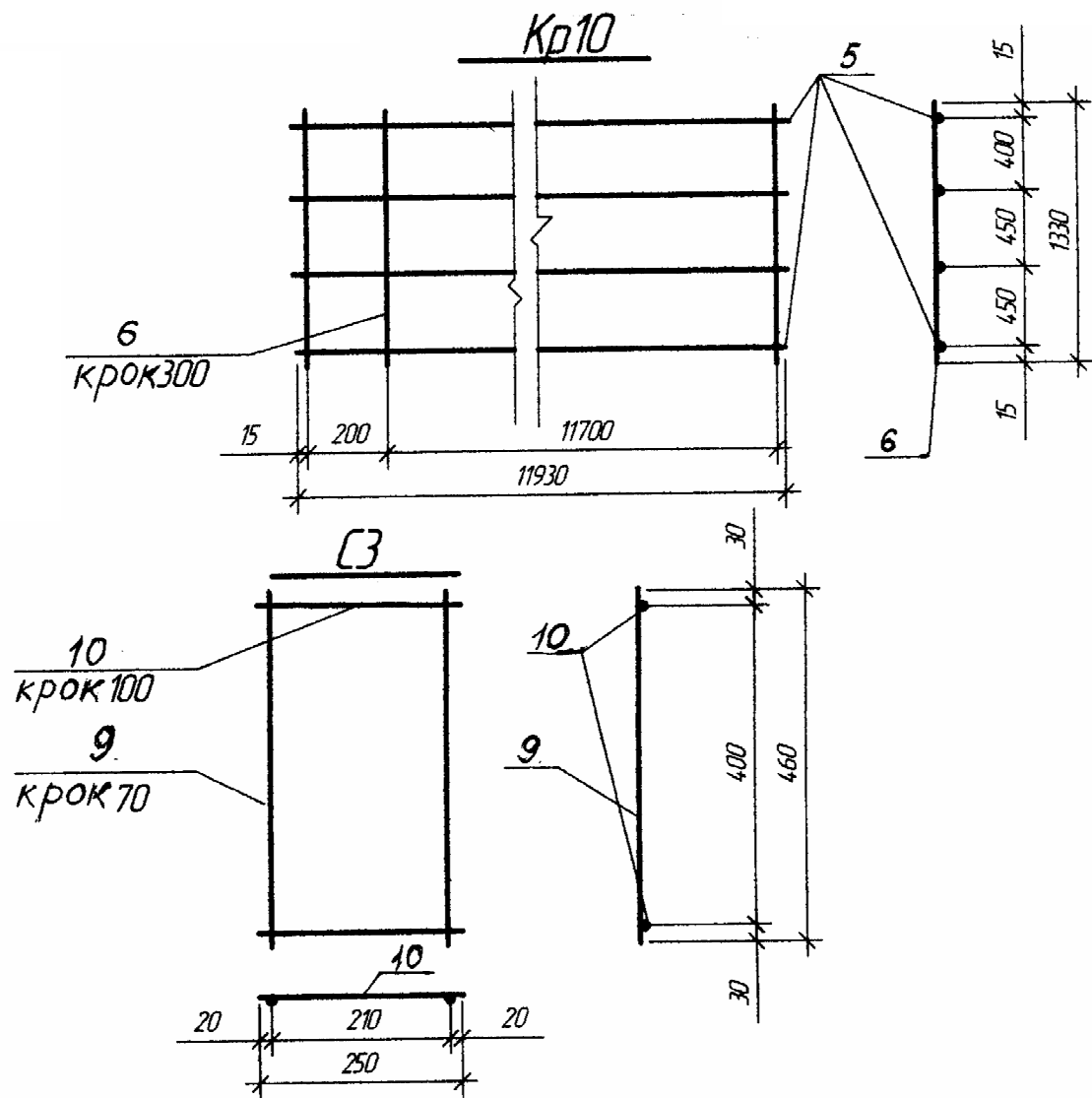


2-2









СПЕЦИФІКАЦІЯ АРМАТУРИ

Формат	Зона	Позиція	Позначення	Найменування	Кількість	Вага одиниці, кг	Примітка (вага всього, кг)
А-1	0,5А-1		КП-2-00 лист 2	<u>ПІДКРАНОВА БАЛКА ПБ-1</u>			
				КР-8 (каркас плоский)	1		
		1		Ø12 А400С ДСТУ 3760-98, L=11930	4	10,59	42,370
		2		Ø5 Вр-I ГОСТ 6727-80, L=880	49	0,122	6,00
				КР-9 (каркас плоский)	1		
		3		Ø14 А400С ДСТУ 3760-98, L=11930	4	14,41	57,65
		4		Ø5 Вр-I ГОСТ 6727-80, L=1200	41	0,167	6,84
				КР-10 (каркас плоский)	2		
		5		Ø10 А400С ДСТУ 3760-98, L=11930	4	7,36	29,44
		6		Ø8 А400С ДСТУ 3760-98, L=1330	41	0,525	21,54
				КР-11 (каркас плоский)	4		
		7		Ø10 А400С ДСТУ 3760-98, L=1350	3	0,833	2,49
		8		Ø5 Вр-I ГОСТ 6727-80, L=1100	11	0,153	1,68
				Сітка С3	8		
		9		Ø5 Вр-I ГОСТ 6727-80, L=460	4	0,064	0,26
		10		Ø10 А400С ДСТУ 3760-98, L=250	5	0,154	0,77
				Попередньо напружена арматура			
		11		Ø15 К7 ГОСТ 3065-80, L=12500	12	13,95	167,4
				Бетон В40 об'єм	5,05		

Відомість витрат арматурної сталі, кг

Марка елемнту	Арматурні вироби									Всього, кг
	Арматура класу									
	Вр-I		А400С					К7		
	ГОСТ 6727-80		ДСТУ 3760-98					ГОСТ 3065-80		
	Ø5	Всього	Ø8	Ø10	Ø12	Ø14	Всього	Ø15	Всього	
ПБ-1	21,64	21,64	43,08	65,04	42,37	57,65	208,14	167,4	167,4	397,18

Навчальне видання

Методичні вказівки до виконання курсового проекту № 2, практичних занять та самостійної роботи студентів з дисципліни **«ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ»**. Розділ 3 **«Розрахунок та проектування попередньо напруженої залізобетонної балки»** (для студентів 4-5 курсів денної і заочної форм навчання та для слухачів другої вищої освіти спеціальності 0921 (6.060101) «Будівництво»).

Укладач: *Олександр Микитович Шаповалов*

Відповідальний за випуск: *Г. А. Молодченко*

Редактор: *М. З. Аляб'єв*

План 2007, поз. 290

Підп. до друку 28.08.07

Формат 60x84 1/16.

Друк на ризографі.

Ум. друк. арк. 2,2.

Зам. №

Тираж 120 пр.

Видавець і виготовлювач:

Харківська національна академія міського господарства
вул. Революції, 12, Харків, 61002

Електронна адреса: rectorat@ksame.kharkov.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 731 від 19.12.2001